



**HAL**  
open science

# Élaboration d'une méthodologie de détection et de caractérisation des courts-circuits hydrauliques entre aquifères causés par un défaut de scellement de puits

Romain Chesnaux

► **To cite this version:**

Romain Chesnaux. Élaboration d'une méthodologie de détection et de caractérisation des courts-circuits hydrauliques entre aquifères causés par un défaut de scellement de puits. Sciences de l'ingénieur [physics]. INPL - Institut National Polytechnique de Lorraine, 2005. Français. NNT : 2005INPL029N . tel-02024694

**HAL Id: tel-02024694**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-02024694>**

Submitted on 19 Feb 2019

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

# INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

2005 CHESNAUX, R.

École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy  
Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages  
École Doctorale RP2E

**THÈSE**

Service Commun de la Documentation  
INPL  
Nancy-Brabois

Présentée en vue de l'obtention du grade de

**Docteur de l'I.N.P.L.**

**Spécialité :**

**Génie Civil – Hydrosystèmes - Géotechnique**

Par

**Romain CHESNAUX**

**ÉLABORATION D'UNE MÉTHODOLOGIE DE DÉTECTION ET DE  
CARACTÉRISATION DES COURTS-CIRCUITS HYDRAULIQUES ENTRE  
AQUIFÈRES CAUSÉS PAR UN DÉFAUT DE SCELLEMENT DE PUIITS**

Soutenue le 3 MAI 2005 devant la commission d'examen

### **Membres du Jury**

P. ACKERER Rapporteur  
M.A. BUÈS Directeur de thèse  
R.P. CHAPUIS Co-directeur de thèse  
A. RIVERA Rapporteur  
R. KAHAWITA Président

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉLABORATION D'UNE MÉTHODOLOGIE DE DÉTECTION ET DE  
CARACTÉRISATION DES COURTS-CIRCUITS HYDRAULIQUES ENTRE  
AQUIFÈRES CAUSÉS PAR DES DÉFAUTS DE SCÈLLEMENT DE PUIITS

ROMAIN CHESNAUX  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.)  
(GÉNIE MINÉRAL)  
AVRIL 2005

© Romain Chesnaux, 2005

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse est intitulée :

ÉLABORATION D'UNE MÉTHODOLOGIE DE DÉTECTION ET DE  
CARACTÉRISATION DES COURTS-CIRCUITS HYDRAULIQUES ENTRE  
AQUIFÈRES CAUSÉS PAR UN DÉFAUT DE SCÉLLEMENT DE PUIITS

présenté par : CHESNAUX, Romain

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. KAHAWITA, René, Ph.D., président

M. CHAPUIS, Robert P., D.Sc.A., membre et directeur de recherche

M. BUÈS, Michel, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. RIVERA, Alfonso, Ph.D., membre

M. ACKERER, Philippe, Ph.D., membre

M. SAMSON, Réjean, Ph.D., représentant du doyen

## REMERCIEMENTS

Je tiens en premier lieu à remercier Robert Chapuis. Je lui suis très reconnaissant pour la confiance qu'il m'a accordée, sa gentillesse, sa disponibilité, et les discussions constructives entretenues ensemble.

Je remercie Michel Buès pour avoir consenti à participer à ce projet de thèse en cotutelle.

Je remercie Antonio Gatien, Christian Dallaire, Étienne Bélanger et Lucette de Gagné pour leur collaboration et l'indispensable support technique qu'ils m'ont fourni.

Je tiens à exprimer toute mon amitié et ma gratitude à Vincent Martin. Vincent, merci pour ton aide très précieuse et le bien être que tu m'as apporté. De tout cœur, je te souhaite bonne chance dans tes projets.

Un grand merci également à mes amies Isabelle Masse et Julie Gauthier, que de belles années passées en leur compagnie.

Enfin, je remercie le professeur Michel Aubertin pour l'exemple qu'il donne d'un professeur dynamique et engagé.

La réalisation de ce projet de doctorat a été rendue possible grâce aux fonds de recherche des professeurs Robert Chapuis et Michel Buès, et également grâce à la bourse « Egide » pour les thèses en cotutelle du ministère français des affaires étrangères.

## RÉSUMÉ

Une approche théorique et expérimentale a été développée pour la détection de courts-circuits hydrauliques et la quantification de la contamination croisée dans le contexte de deux aquifères séparés par un aquitard et interceptés par un forage. De tels écoulements peuvent être dus, par exemple, à un défaut de scellement de puits de pompage ou de puits d'observation et peuvent avoir de graves conséquences économiques et de santé publique si l'aquifère inférieur est exploité pour la production d'eau de consommation. L'approche envisagée s'insère dans une perspective de développement durable et de préservation des ressources en eau.

Le projet de recherche a consisté à développer et tester d'une part un protocole technique de détection des courts-circuits hydrauliques, et d'autre part une application mathématique pour caractériser et quantifier l'importance des débits de fuite engendrés par les courts-circuits hydrauliques. La méthode a été testée et validée par des modélisations numériques, des expériences de laboratoire à petite échelle, et à grande échelle sur un site de recherche expérimental.

La méthode consiste en la réalisation de séries de pompages successifs à débits variables dans l'aquifère inférieur pour lesquelles les débits de fuite associés sont évalués. Le débit de fuite est déterminé à partir d'un essai de traçage non réactif. À chaque palier de pompage, un traceur est injecté en continue et à concentration constante dans un piézomètre installé dans l'aquifère supérieur. Si un défaut de scellement existe, le traceur s'écoulera à travers celui-ci et pourra être récupéré en sortie de pompage dans l'aquifère inférieur. Les équations présentées décrivent la relation existant entre le débit de fuite, la concentration d'injection du traceur, le débit de pompage et la concentration stabilisée mesurée en sortie de pompage. Des propriétés hydrauliques et géométriques du défaut de scellement peuvent ensuite être déterminées.

La méthode a été testée sur le terrain, sur le site expérimental de Sorel au Québec, caractérisé par l'existence d'un système aquifère à nappe libre/aquifère à nappe captive séparé par un aquitard. Plusieurs forages ont été réalisés pour lesquels des défauts de scellement artificiels ont été créés. Les essais de terrain ont consisté à injecter une solution diluée de lithium dans l'aquifère à nappe libre et à réaliser une série de pompage dans l'aquifère à nappe captive. Les concentrations en lithium recueillies ont alors été utilisées pour les prédictions des débits de fuite. Les propriétés hydrauliques et géométriques des défauts de scellement ont ensuite été déterminées. Les résultats obtenus ont alors été confrontés avec les caractéristiques in situ connues des défauts de scellement.

La méthode proposée présente plusieurs avantages. Elle est relativement simple et peu coûteuse pour une application sur le terrain, aussi bien pour tester de nouveaux puits ou d'anciens puits déjà en place. Le piézomètre, qui fonctionne également en puits d'injection, peut être installé dans le même trou de forage que le puits (dans le cas de l'installation d'un nouveau puits) ou bien être installé dans un autre forage à proximité du puits (dans le cas d'un puits déjà en place). Le puits de pompage lui-même permet de recueillir les eaux marquées.

Une limite pour l'application de la méthode est à relever. Elle concerne le contraste de conductivité hydraulique entre le défaut de scellement et l'aquitard. Il a été montré numériquement que pour un bon fonctionnement de la méthode, la conductivité hydraulique de l'aquitard doit être au moins de deux ordres de grandeur plus faible que la conductivité hydraulique du défaut de scellement. La théorie sur laquelle se base la méthode suppose que l'écoulement à travers l'aquitard est négligeable par rapport à celui du défaut de scellement. Dans le cas contraire, la méthode ne permettra pas une bonne évaluation des débits de fuite à travers le défaut de scellement.



Bien que des hypothèses doivent être réalisées, la méthode fonctionne dans un cadre très général de système aquifères/aquitards. Enfin, il est à signaler que les propriétés du défaut de scellement pouvant évoluer dans le temps, l'importance de la contamination croisée est susceptible d'être modifiée. C'est pourquoi un puits suspect pourrait être amené à être retesté.

Si le protocole est suivi et que les hypothèses sont respectées, la méthode développée constitue une approche très pratique et très fiable pour la détection et la caractérisation de courts-circuits hydrauliques engendrés par des défauts de scellement de puits.

## ABSTRACT

An experimental and theoretical approach has been developed for detecting and quantifying hydraulic short-circuits and cross-contamination between two aquifers separated by an aquitard and intersected by a borehole. Such leaks can be caused, for example, by improperly sealed pumping or monitoring wells and can have serious economic and health consequences if the underlying aquifer is being pumped for water supply. The research was undertaken within the global perspective of sustainable development and as an application of water resources protection.

The research project consisted in developing and testing a technical approach and associated instrumentation for detection of short-circuits, and a mathematical approach to characterize and quantify the fluid and mass leakage rates. The methodology was successfully tested by numerical modelling, small-scale laboratory experiments, then finally at a large-scale field research site.

The method consists in executing a series of successive, variable-rate pumping tests in the lower aquifer and measuring the leakage rates associated with each of the pumping steps. The leakage rate is estimated by a non reactive tracer test. At each pumping step, the tracer is injected under constant concentration from a piezometer installed in the upper aquifer. If a seal defect exists, the tracer will leak past the seal defect and will be recovered from the lower aquifer. The theoretical equations presented here describe the relationship between the leakage rate, the initial concentration of the injected tracer, the pumping rate and the recovered concentration. Hydraulic and geometrical properties of the seal defect can then be determined.

The methodology was tested at the Sorel, Quebec field site, which is characterized by an unconfined and confined aquifer separated by an aquitard. The site includes several boreholes for which defective seals were artificially created. The field trial consisted of

injecting a diluted lithium solution into the upper aquifer and concomitantly executing a series of pumping tests in the confined aquifer. The recovered lithium concentrations were used to confirm the theoretical solution for predicting the leakage rates. The predicted behaviour of the short-circuits and their calculated geometric and physical properties were confirmed with the in situ data.

This newly developed methodology has several advantages. It is relatively simple and inexpensive to apply in the field, for wells to be newly dug as well as for existing wells. The piezometer, which also functions as the injection port, can be installed within the same borehole as the well (in the case of a new well), or drilled separately (for an existing well). The pumping well itself is used to monitor the tracer breakthrough.

One limitation has been identified in regards to the applicability of this method. It concerns the contrast of hydraulic conductivity between the aquitard and the defective seal. It has been numerically shown that in order for the method to function, the hydraulic conductivity of the aquitard must be inferior to the hydraulic conductivity of the defective seal by at least two orders of magnitude. The theory upon which the method is based supposes that the aquitard leakage rate is negligible compared to that of the defective seal. In the opposite case, the method will not provide an accurate prediction of the leakage rate through the defective seal.

Although some assumptions must be made, the method works for a wide range of aquifer/aquitard properties and leakage rates. However it must be remembered that the properties of a seal can change with time, which can affect the degree of cross-contamination. Thus a suspect well should be re-tested fairly often.

If the protocol is followed and the assumptions are respected, the approach provides a useful and practical method for detecting hydraulic short circuits.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	iv
<b>RÉSUMÉ</b> .....	v
<b>ABSTRACT</b> .....	viii
<b>TABLE DES MATIÈRES</b> .....	x
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	xv
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	xviii
<b>LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES</b> .....	xxx
<b>LISTE DES ANNEXES</b> .....	xxxiv
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION ET PRÉSENTATION DU PROBLÈME</b> ..	1
1.1. Généralités .....	1
1.2. Définition du court-circuit hydraulique entre aquifères induit par un défaut de scellement de puits .....	2
1.3. Conséquences du court-circuit hydraulique par un défaut de scellement.....	3
1.4. Description du problème considéré dans la thèse .....	4
1.5. Description du projet de la thèse.....	7
<b>CHAPITRE 2 ÉTAT DES CONNAISSANCES</b> .....	10
2.1. Méthodes existantes de détection des courts-circuits hydrauliques par un défaut de scellement.....	10
2.1.1. Détection par un essai de perméabilité à niveau variable .....	11
2.1.2. Détection par un essai de traçage .....	18
2.1.3. Détection du court-circuit hydraulique par la courbe de remontée d'un essai de pompage.....	21
2.1.4. Détection par diagraphies.....	34
2.1.5. Études numériques de l'influence des défauts de scellement de puits ..	36
2.1.6. Conclusion sur les méthodes de détection des défauts de scellement ..	41
2.2. Autres cas de courts-circuits hydrauliques.....	41
2.2.1. Écoulement entre des aquifères à travers un puits ouvert .....	41

2.2.2. Écoulement inter aquifères à travers une conduite cylindrique poreuse : solutions analytiques et application à des sites d'essais nucléaires souterrains .....	43
2.2.3. Cas des puits abandonnés et mal rebouchés.....	45
2.3. Moyens de prévention du court-circuit hydraulique par un défaut de scellement de puits .....	49
2.4. Discussions sur les travaux réalisés et objectifs à atteindre .....	51
<b>CHAPITRE 3 VISUALISATION EXPÉRIMENTALE DU COURT-CIRCUIT HYDRAULIQUE .....</b>	<b>53</b>
3.1. Présentation du montage .....	53
3.2. Propriétés des matériaux .....	55
3.2.1. Billes de verre .....	56
3.2.2. Propriétés du silt.....	61
3.3. Visualisation expérimentale du court-circuit hydraulique : protocole de l'expérience.....	62
3.4. Étude numérique de l'expérience réalisée .....	67
3.4.1. Description de l'outil numérique.....	67
3.4.2. Définition du problème étudié et résultats de la simulation .....	70
3.4.3. Résultats de la simulation avec SEEP/W .....	73
3.5. Comparaison visuelle des résultats expérimentaux et numériques (CTAN/W).....	76
<b>CHAPITRE 4 PRÉSENTATION D'UNE MÉTHODE DE DÉTECTION ET DE CARACTÉRISATION : LA MÉTHODE DES « POMPAGES PAR PALIERS SUCCESSIFS ».....</b>	<b>78</b>
4.1. Rappels préliminaires et présentation de l'instrumentation nécessaire à mettre en place .....	78
4.2. Protocole de réalisation : la méthode des « pompages par paliers successifs » .....	81
4.3. Présentation de la méthode de détection et de caractérisation proposée ....	83
4.3.1. Détection de l'existence du défaut de scellement et détermination du débit de fuite (évaluation chimique).....	83

4.3.2. Détermination des propriétés du défaut de scellement (évaluation physique) .....	88
4.3.3. Récapitulation des hypothèses, recommandations, et discussion .....	96
4.4. Conclusion.....	101
<b>CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES.....</b>	<b>103</b>
5.1. Objectifs des simulations numériques.....	103
5.2. Présentation du modèle de base étudié.....	104
5.3. Application de la méthode de détection aux résultats numériques .....	111
5.4. Autres simulations numériques : Étude de l'influence de différents paramètres .....	125
5.4.1. Étude numérique de l'influence des conditions frontières .....	126
5.4.2. Étude numérique de l'influence de la conductivité hydraulique du défaut de scellement.....	128
5.4.3. Étude numérique de l'influence de la position de la pompe dans le puits .....	141
5.4.4. Étude numérique pour le cas où les aquifères 1 et 3 sont à nappe captive .....	145
5.4.5. Réalisation des pompages par paliers décroissants.....	147
5.4.6. Conclusion des parties 5.3 et 5.4 .....	151
5.5. Étude numérique pour le cas où un traceur est injecté dans le piézomètre	151
5.5.1. Présentation de l'étude.....	151
5.5.2. Injection du traceur avec une surcharge hydraulique de 1 m .....	152
5.5.3. Injection du traceur avec une surcharge hydraulique de 0.1 m .....	159
5.5.4. Conclusion .....	163
5.6. Cas où l'aquitard n'est pas complètement imperméable.....	164
5.6.1. Présentation.....	164
5.6.2. Conductivité hydraulique de l'aquitard à $10^{-7}$ m/s .....	166
5.6.3. Conductivité hydraulique de l'aquitard : $10^{-6}$ m/s .....	174

5.6.4. Conductivité hydraulique de l'aquitard : $6.67 \times 10^{-6}$ m/s .....	179
5.6.5. Conductivité hydraulique de l'aquitard : $10^{-5}$ m/s .....	186
5.6.6. Conclusion .....	192
5.7. Conclusions sur l'étude numérique et discussion sur les hypothèses d'applicabilité de la méthode .....	193
<b>CHAPITRE 6 TRAVAUX DE LABORATOIRE .....</b>	<b>194</b>
6.1. Description du dispositif expérimental et de son fonctionnement .....	194
6.1.1. Présentation du montage expérimental .....	194
6.1.2. Description des caractéristiques des matériaux composant le montage .....	196
6.1.3. Mise en place des matériaux et des réservoirs .....	201
6.2. Protocole expérimental pour l'application de la méthode des pompages par paliers successifs .....	209
6.2.1. Saturation des aquifères .....	210
6.2.2. Recharge des aquifères .....	210
6.2.3. Application de la méthode des pompages par paliers successifs .....	211
6.3. Résultats expérimentaux .....	215
6.3.1. Premier palier de pompage ( $Q_{W1} = 134.8$ cm <sup>3</sup> /min) .....	216
6.3.2. Deuxième palier de pompage ( $Q_{W2} = 95.1$ cm <sup>3</sup> /min) .....	218
6.3.3. Troisième palier de pompage ( $Q_{W3} = 50.0$ cm <sup>3</sup> /min) .....	221
6.4. Interprétation des résultats par l'application de la méthode des pompages par paliers successifs .....	223
6.5. Conclusion .....	226
<b>CHAPITRE 7 TRAVAUX DE TERRAIN .....</b>	<b>227</b>
7.1. Présentation du site .....	227
7.2. Réalisation des forages et mise en place de l'instrumentation .....	228
7.2.1. Réalisation des forages et contexte hydrogéologique .....	228
7.2.2. Description des installations et des propriétés des matériaux .....	230
7.2.3. Conditions et instrumentation nécessaires pour l'application de la méthode .....	233
7.3. Protocole expérimental .....	237

7.4. Application de la méthode aux essais réalisés : résultats obtenus et interprétation.....	242
7.4.1. Essais sur le forage <i>F1</i> .....	243
7.4.2. Essais sur le forage <i>F2</i> .....	256
7.5. Conclusions.....	269
<b>CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>270</b>
<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>275</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>281</b>



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.1 : Données du problème.....	113
Tableau 5.2 : Résultats relevés des simulations.....	115
Tableau 5.3 : Évaluation des caractéristiques du défaut de scellement à partir de la méthode appliquée aux résultats numériques et comparaison avec la valeur réelle.....	120
Tableau 5.4 : Calcul des coefficients $\alpha$ et $\beta$ (Équation 4.9).....	123
Tableau 5.5 : Résultats relevés des simulations (cas $h_{wh} = h_3 = 15$ m).....	126
Tableau 5.6 : Résultats relevés des simulations (cas $k_2 = 10^{-4}$ m/s).....	130
Tableau 5.7 : Résultats pour la caractérisation du défaut de scellement (cas $k_2 = 10^{-4}$ m/s).....	131
Tableau 5.8 : Résultats relevés des simulations (cas $k_2 = 10^{-5}$ m/s).....	133
Tableau 5.9 : Résultats pour la caractérisation du défaut de scellement (cas $k_2 = 10^{-5}$ m/s).....	135
Tableau 5.10 : Résultats relevés des simulations (cas $k_2 = 10^{-2}$ m/s).....	137
Tableau 5.11 : Résultats relevés des simulations (Pompe située en milieu de crépine).....	143
Tableau 5.12 : Résultats relevés des simulations dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive : $h_1 = h_{wh} = 20$ m.....	146
Tableau 5.13 : Résultats relevés des simulations dans le cas de pompages par paliers décroissants.....	150
Tableau 5.14 : Résultats des simulations pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	158
Tableau 5.15 : Résultats des simulations pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m.....	162
Tableau 5.16 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitarde} = 10^{-7}$ m/s.....	169

Tableau 5.17 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitarde} = 10^{-7}$ m/s.....	172
Tableau 5.18 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitarde} = 10^{-6}$ m/s.....	175
Tableau 5.19 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitarde} = 10^{-6}$ m/s.....	178
Tableau 5.20 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitarde} = 6.67 \times 10^{-6}$ m/s.....	181
Tableau 5.21 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitarde} = 6.67 \times 10^{-6}$ m/s.....	184
Tableau 5.22 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitarde} = 10^{-5}$ m/s.....	189
Tableau 5.23 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitarde} = 10^{-5}$ m/s.....	191
Tableau 6.1 : Caractéristiques du compactage lors de la mise en place de l'aquitard.....	207
Tableau 6.2 : Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus.....	224
Tableau 6.3 : Évaluation des caractéristiques du défaut de scellement à partir de la méthode appliquée aux résultats numériques et comparaison avec la valeur réelle.....	225
Tableau 7.1 : Conductivité hydraulique des aquifères et de l'aquitard.....	231
Tableau 7.2 : Propriétés du défaut de scellement pour les forages <i>F1</i> et <i>F2</i> .....	232
Tableau 7.3 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F1</i> – 06/11/03.....	245
Tableau 7.4 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F1</i> – 26/11/03.....	249
Tableau 7.5 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F1</i> – 19/05/04.....	253
Tableau 7.6 : Récapitulation des résultats obtenus pour les essais sur le forage <i>F1</i> ...	256
Tableau 7.7 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F2</i> – 11/11/03.....	258
Tableau 7.8 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F2</i> – 17/05/04.....	262
Tableau 7.9 : Résultats obtenus pour l'essai <i>F2</i> – 26/05/04.....	266

Tableau 7.10 : Récapitulation des résultats obtenus pour les essais sur le forage	
<i>F2</i> .....	269

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Représentation schématique du court-circuit hydraulique entre deux aquifères induit par un défaut de scellement de puits.....	5
Figure 1.2 : Profils des charges hydrauliques dans les aquifères.....	6
Figure 2.1 : Essai de perméabilité à niveau variable : illustration de l'erreur piézométrique (tiré de Chapuis et Sabourin, 1989).....	17
Figure 2.2 : Représentation du problème traité pour la détection d'un défaut de scellement dans un puits de surveillance lors d'un essai de pompage (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).....	22
Figure 2.3 : Courbe de rabattement du puits de surveillance (PS) mal scellé et comparaison avec celle d'un puits bien scellé (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).....	26
Figure 2.4 : Courbe de rabattement ( $s_p-s'$ ) dans un graphique semi-log du puits de surveillance (PS) mal scellé et comparaison avec celle d'un puits bien scellé lors de la phase de remontée (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998)....	30
Figure 2.5 : Représentation en coordonnées semi-logarithmiques de la courbe de remontée $s'$ versus $t/t'$ du puits mal scellé comparée avec celle d'un puits bien scellé (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).....	32
Figure 2.6 : Contexte hydrogéologique modélisé par éléments finis (tiré de Lacombe et al., 1995).....	37
Figure 2.7 : Coupe représentant le contexte hydrogéologique simulé (tiré de Pekarun et al., 1998).....	38
Figure 2.8 : Panache de contaminant modélisé 1.5 ans après la mise en place du puits défaillant pour une situation sans pompage (tiré de Pekarun et al., 1998).....	40
Figure 2.9 : Mise en relation de deux aquifères par deux puits ouverts (tiré de Silliman et Higgins, 1990).....	42

Figure 2.10 : Exemple d'écoulement inter aquifères à travers une conduite elle même représentée par un aquifère cylindrique (tiré de Brikowski, 1993).....	44
Figure 2.11 : Schéma d'un trou de forage mal rebouché foré à travers une couche imperméable séparant deux aquifères à nappe captive (tiré de Avci, 1992).....	45
Figure 2.12 : Contexte hydrogéologique considéré par Avci (1994) pour l'étude de l'écoulement préférentiel au niveau des puits abandonnés (tiré de Avci, 1994).....	46
Figure 2.13 : Description du système multi-couches aquifères/aquitards instrumenté par un puits d'injection et un puits abandonné (tiré de Nordbotten et al., 2004).....	48
Figure 2.14 : Gammes de conductivités hydrauliques rencontrées pour les différents types de scellement de puits (tiré de Lutenecker et De Groot, 1994).....	51
Figure 3.1 : Photographie montrant le montage expérimental de la boîte en plexiglas à deux dimensions.....	54
Figure 3.2 : Courbe granulométrique des billes de verre constituant les aquifères et le défaut de scellement.....	56
Figure 3.3 : Essai de traçage réalisé sur les billes de verre (de l'éosine a été rajoutée à la solution de lithium pour suivre le traceur).....	58
Figure 3.4 : Résultat de l'essai de traçage sur les billes de verre (Figure 3.3) avec une solution de lithium de concentration $C_0 = 185$ ppb.....	59
Figure 3.5 : Fonctionnement hydraulique du montage expérimental.....	62
Figure 3.6 : Injection du traceur dans l'aquifère à nappe libre au bout de 3 minutes...	63
Figure 3.7 : Arrivée du traceur à l'entrée du défaut de scellement au bout de 35 minutes.....	64
Figure 3.8 : Contamination de l'aquifère 3 et du puits au bout de 1 heure et 20 minutes.....	65
Figure 3.9 : Contamination totale du puits et sortie du panache de contamination aux frontières de l'aquifère 3 au bout de 4 heures.....	66

Figure 3.10 : Maillage du modèle numérique de la boîte en plexiglas.....	71
Figure 3.11 : Configuration du problème et caractéristiques des matériaux.....	72
Figure 3.12 : Équipotentiels de charge, lignes de courant et calcul des débits à travers le montage par le logiciel SEEP/W.....	74
Figure 3.13 : Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance dans l'aquifère 1 (aquifère à nappe libre) à l'élévation 0.32 m.....	75
Figure 3.14 : Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance dans l'aquifère 3 (aquifère à nappe captive) à l'élévation 0.08 m.....	75
Figure 4.1 : Vue en coupe de la situation pour la détection d'un court-circuit hydraulique à partir de la méthode proposée dite des « pompages par paliers successifs ».....	81
Figure 4.2 : Évolution de la concentration de traceur en fonction de la position dans le défaut de scellement lors du premier palier de pompage.....	86
Figure 4.3 : Exemple de comportement d'évolution de la concentration mesurée en sortie de pompage ( $C_s$ ) et du débit de fuite ( $q_f$ ) associé lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs (exemple de pompages par paliers décroissants).....	87
Figure 4.4 : Exemple de comportement d'évolution de la différence de charge hydraulique ( $\Delta h_w$ ) mesurée entre le piézomètre ( $h_{wh}$ ) et le puits ( $h_{wb}$ ) lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs.....	89
Figure 4.5 : Exemple du tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ pour la détermination des propriétés du défaut de scellement ( $k_2 A/L$ ) lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs.....	90
Figure 4.6 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ et relevé du coefficient directeur $\alpha$ et de l'ordonnée à l'origine $\beta$ par extrapolation de la droite.....	94
Figure 5.1 : Présentation du maillage du problème considéré pour les simulations numériques où l'on retrouve aquifères haut et bas.....	106
Figure 5.2 : Caractéristiques du modèle SEEP/W.....	112
Figure 5.3 : Agrandissement de la figure 5.2 dans la zone où est placée la pompe.....	112

Figure 5.4 : Paliers de pompage successifs définis en fonction du temps.....	113
Figure 5.5 : Exemple de résultat obtenu avec SEEP/W pour la fin du premier palier de pompage.....	114
Figure 5.6 : Évolution comparative des valeurs de $h_{wb}$ et $h_{2o}$ calculées par SEEP/W.....	116
Figure 5.7 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W.....	117
Figure 5.8 : Évolution du débit de fuite calculé par SEEP/W durant les paliers de pompages successifs.....	118
Figure 5.9 : Vérification du principe de conservation de la masse avec SEEP/W lors des paliers de pompage successifs.....	119
Figure 5.10 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ suite à la procédure de pompages par paliers successifs.....	120
Figure 5.11 : Influence de l'hypothèse selon laquelle la charge hydraulique en sortie du défaut de scellement peut être considérée égale à celle mesurée dans le piézomètre.....	121
Figure 5.12 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ avec les débits de fuite calculés pour les différents paliers de pompage à partir de l'équation de dilution (Équation 4.3)....	122
Figure 5.13 : Simulation effectuée sans pompage avec SEEP/W : calcul du débit de fuite sans pompage.....	124
Figure 5.14 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas $h_{wh} = h_3 = 15$ m).....	127
Figure 5.15 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ (cas $h_{wh} = h_3 = 15$ m).....	128
Figure 5.16 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas $k_2 = 10^{-4}$ m/s).....	129
Figure 5.17 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ (cas $k_2 = 10^{-4}$ m/s).....	130
Figure 5.18 : Paliers de pompage pour le cas $k_2 = 10^{-5}$ m/s.....	132
Figure 5.19 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas $k_2 = 10^{-5}$ m/s).....	133

Figure 5.20 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ (cas $k_2 = 10^{-5}$ m/s).....	134
Figure 5.21 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas $k_2 = 10^{-2}$ m/s).....	136
Figure 5.22 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la première étape de pompage ( $Q_w = 32$ L/min).....	138
Figure 5.23 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la deuxième étape de pompage ( $Q_w = 48$ L/min).....	138
Figure 5.24 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la troisième étape de pompage ( $Q_w = 64$ L/min).....	139
Figure 5.25 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la quatrième étape de pompage ( $Q_w = 96$ L/min).....	139
Figure 5.26 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la cinquième étape de pompage ( $Q_w = 128$ L/min).....	139
Figure 5.27 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ (cas $k_2 = 10^{-2}$ m/s).....	141
Figure 5.28 : Paliers de pompage (pompage située en milieu de crépine).....	142
Figure 5.29 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (Pompe située en milieu de crépine).....	143
Figure 5.30 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ (Pompe située en milieu de crépine).....	144
Figure 5.31 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive : $h_1 = h_{wh} = 20$ m.....	145
Figure 5.32 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive : $h_1 = h_{wh} = 20$ m.....	147
Figure 5.33 : Paliers de pompage décroissants.....	148
Figure 5.34 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W dans le cas de pompes par paliers décroissants.....	149
Figure 5.35 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ dans le cas de pompes par paliers décroissants.....	150



Figure 5.36 : Maillage défini dans SEEP/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	153
Figure 5.37 : Maillage défini dans CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	154
Figure 5.38 : Résultat obtenu avec SEEP/W pour $Q_w = 128$ L/min pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	155
Figure 5.39 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	156
Figure 5.40 : Résultat de CTRAN/W montrant la situation lors du cinquième palier de pompage pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).....	157
Figure 5.41 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 16$ m.....	158
Figure 5.42 : Maillage défini dans SEEP/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m.....	159
Figure 5.43 : Résultat obtenu avec SEEP/W pour $Q_w = 128$ L/min avec une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).....	160
Figure 5.44 : Résultat de CTRAN/W montrant la situation lors du cinquième palier de pompage pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).....	161
Figure 5.45 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m.....	162

Figure 5.46 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique $h_{wh} = 15.1$ m.....	163
Figure 5.47 : Présentation du maillage du problème étudié avec SEEP/W et CTRAN/W dans le cas de la présence d'un aquitard perméable.....	165
Figure 5.48 : Visualisation des lignes équipotentielles avec SEEP/W pour le palier de pompage $Q_w = 128$ L/min dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	167
Figure 5.49 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	168
Figure 5.50 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	170
Figure 5.51 : Visualisation des lignes équipotentielles avec SEEP/W pour le palier de pompage $Q_w = 128$ L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	171
Figure 5.52 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	172
Figure 5.53 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$ m) avec $k_{aquitard} = 10^{-7}$ m/s.....	173
Figure 5.54 : Visualisation des lignes équipotentielles avec SEEP/W pour le palier de pompage $Q_w = 128$ L/min dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-6}$ m/s.....	174
Figure 5.55 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-6}$ m/s.....	175
Figure 5.56 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ dans le cas sans injection de traceur avec $k_{aquitard} = 10^{-6}$ m/s.....	176

- Figure 5.57 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.....177
- Figure 5.58 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.....178
- Figure 5.59 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.....179
- Figure 5.60 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....180
- Figure 5.61 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....181
- Figure 5.62 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....182
- Figure 5.63 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....183
- Figure 5.64 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....184
- Figure 5.65 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.....185
- Figure 5.66 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{aquitard} = 10^{-5}$  m/s avec un premier palier de pompage de 70 heures.....186
- Figure 5.67 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$

m) avec $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-5}$ m/s avec un premier palier de pompage de 70 heures.....	187
Figure 5.68 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W dans le cas sans injection de traceur avec $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-5}$ m/s.....	189
Figure 5.69 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ dans le cas sans injection de traceur avec $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-5}$ m/s.....	190
Figure 5.70 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{\text{Wh}} = 15.1$ m) avec $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-5}$ m/s.....	191
Figure 5.71 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_W$ dans le cas avec injection de traceur ( $h_{\text{Wh}} = 15.1$ m) avec $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-5}$ m/s.....	192
Figure 6.1 : Vue en coupe du dispositif expérimental étudié lors des travaux de laboratoire.....	196
Figure 6.2 : Courbe granulométrique moyenne obtenue pour le sable 00WG.....	197
Figure 6.3 : Courbe granulométrique du sable filtre situé entre l'aquitarde et l'aquifère 3.....	201
Figure 6.4 : Mise en place du géotextile constituant la frontière de l'aquifère.....	202
Figure 6.5 : De gauche à droite : Le puits et sa crépine, le piézomètre (ou puits d'observation) et sa crépine, et le petit tube en plexiglas qui, rempli de sable, représentera le défaut de scellement.....	203
Figure 6.6 : Mise en place de l'aquifère 3 avec le sable 00WG.....	204
Figure 6.7 : Positionnement du tube en plexiglas dans la cuve après la mise en place de l'aquifère 3.....	205
Figure 6.8 : Mise en place de l'aquitarde (couches placées successivement, puis compactées à l'aide d'une masse).....	206
Figure 6.9 : Mise en place locale autour du puits d'un bouchon plus concentré en bentonite pour s'assurer d'éviter des écoulements préférentiels.....	207

Figure 6.10 : Positionnement du piézomètre avant la mise en place de l'aquifère 1 (photographie de gauche) et fin de la mise en place de l'aquifère 1 (photographie de droite).....	208
Figure 6.11 : Vue sur le système d'alimentation des aquifères.....	211
Figure 6.12 : Vue du système de siphonnage.....	212
Figure 6.13 : Vue du vase de Mariotte pour l'injection de la solution de traceur.....	214
Figure 6.14 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du premier palier de pompage.....	216
Figure 6.15 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du premier palier de pompage.....	218
Figure 6.16 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du deuxième palier de pompage.....	219
Figure 6.17 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du deuxième palier de pompage.....	220
Figure 6.18 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du troisième palier de pompage.....	222
Figure 6.19 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du troisième palier de pompage.....	223
Figure 6.20 : Tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ avec les résultats expérimentaux obtenus.....	225
Figure 7.1 : Vue en coupe du forage <i>F1</i> et de ses installations.....	229
Figure 7.2 : Vue en coupe du forage <i>F2</i> et de ses installations.....	230
Figure 7.3 : Vue de la petite pompe péristaltique pour l'injection du traceur et le maintien d'une charge hydraulique $h_{wh}$ constante au cours de l'essai...	235
Figure 7.4 : Vue de la pompe péristaltique pour la réalisation des pompages dans le puits.....	236
Figure 7.5 : Vue sur la cuve recueillant les eaux pompées.....	237
Figure 7.6 : Vues d'ensemble de l'instrumentation en place lors de la réalisation d'un essai de terrain.....	238

Figure 7.7 : Prise des échantillons et relevés des paramètres $Q_w$ et $\Delta h_w$ pour chaque palier de pompage.....	242
Figure 7.8 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F1 - 06/11/03$ .....	243
Figure 7.9 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F1 - 06/11/03$ .....	244
Figure 7.10 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 06/11/03$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	245
Figure 7.11 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 06/11/03$ .....	246
Figure 7.12 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F1 - 26/11/03$ .....	248
Figure 7.13 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F1 - 26/11/03$ .....	249
Figure 7.14 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 26/11/03$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	250
Figure 7.15 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 26/11/03$ .....	251
Figure 7.16 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F1 - 19/05/04$ .....	252
Figure 7.17 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F1 - 19/05/04$ .....	253
Figure 7.18 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 19/05/04$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	254
Figure 7.19 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F1 - 19/05/04$ .....	255
Figure 7.20 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F2 - 11/11/03$ .....	257
Figure 7.21 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F2 - 11/11/03$ .....	258

Figure 7.22 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 11/11/03$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	259
Figure 7.23 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 11/11/03$ .....	260
Figure 7.24 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F2 - 17/05/04$ .....	261
Figure 7.25 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F2 - 17/05/04$ .....	262
Figure 7.26 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 17/05/04$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	263
Figure 7.27 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 17/05/04$ .....	264
Figure 7.28 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai $F2 - 26/05/04$ .....	265
Figure 7.29 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai $F2 - 26/05/04$ .....	266
Figure 7.30 : Détermination du terme $k_2A/L$ caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 26/05/04$ (tracé de $q_f$ vs. $\Delta h_w$ ).....	267
Figure 7.31 : Tracé de $Q_w$ vs. $q_f$ à partir des résultats obtenus pour l'essai $F2 - 26/05/04$ .....	268
Figure 8.1 : Protocole de protection contre les courts-circuits hydrauliques pour des puits de pompage installés dans des aquifères captifs (« cch » signifie « court-circuit hydraulique »).....	273

## LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES

$\alpha_L$	Dispersivité longitudinale [L]
$\alpha_T$	Dispersivité transversale [L]
A	Surface d'écoulement du défaut de scellement de puits [L <sup>2</sup> ]
$b_2$	Longueur d'un défaut de scellement définie par Chapuis et Sabourin (1989) [L]
$C_u$	Coefficient d'uniformité
C	Concentration d'un soluté mesurée à un temps t [ML <sup>-3</sup> ]
$C_0$	Concentration d'un soluté mesurée à un temps t = 0 [ML <sup>-3</sup> ]
$C_S$	Concentration stabilisée mesurée en sortie de pompage lors de la méthode des pompages par paliers successifs [ML <sup>-3</sup> ]
$C_{Si}$	Concentration stabilisée mesurée au palier n° i en sortie de pompage lors de la méthode des pompages par paliers successifs [ML <sup>-3</sup> ]
c	Coefficient de forme de la zone d'injection considéré lors d'un essai de perméabilité (Hvorslev, 1951) [L]
$D_2$	Diamètre équivalent d'un défaut de scellement défini par Chapuis et Sabourin (1989) [L]
$D_5$	Diamètre des grains correspondant à 5 % passant de la courbe granulométrique [L]
$D_{10}$	Diamètre des grains correspondant à 10 % passant de la courbe granulométrique [L]
$D_{15}$	Diamètre des grains correspondant à 15 % passant de la courbe granulométrique [L]
$D_{60}$	Diamètre des grains correspondant à 60 % passant de la courbe granulométrique [L]
D	Coefficient de dispersion hydrodynamique [L <sup>2</sup> /T]



$D_L$	Coefficient de dispersion longitudinale [ $L^2/T$ ]
$\Delta h_w$	Différence de charge hydraulique mesurée entre le piézomètre et le puits lors de la méthode des pompages par paliers successifs ( $h_{wh}-h_{wb}$ ) [L]
$\Delta h_{wi}$	Différence de charge hydraulique mesurée entre le piézomètre et le puits au palier n° i lors de la méthode des pompages par paliers successifs ( $h_{whi}-h_{wbi}$ ) [L]
H	Différence de charge hydraulique mesurée lors d'un essai de perméabilité à niveau variable [L]
$H_0$	Erreur piézométrique engendrée par un court-circuit hydraulique mesurée par un essai de perméabilité à niveau variable (Chapuis et Sabourin, 1989) ou par la courbe de remontée d'un essai de pompage (Chapuis et Chenaf, 1998) [L]
h	Charge hydraulique [L]
$h_1$	Charge hydraulique de l'aquifère 1 [L]
$h_{2i}$	Charge hydraulique locale autour du puits dans l'aquifère 1 à l'entrée du défaut de scellement [L]
$h_{20}$	Charge hydraulique locale autour du puits dans l'aquifère 3 à la sortie du défaut de scellement [L]
$h_3$	Charge hydraulique de l'aquifère 3 [L]
$h_r$	Charge hydraulique à la frontière de recharge de l'aquifère 3 [L]
$h_{wb}$	Charge hydraulique mesurée dans le puits de pompage lors de la méthode des pompages par paliers successifs [L]
$h_{wbi}$	Charge hydraulique mesurée dans le puits de pompage au palier n° i lors de la méthode des pompages par paliers successifs [L]
$h_{wh}$	Charge hydraulique mesurée dans le piézomètre lors de la méthode des pompages par paliers successifs [L]
$h_{whi}$	Charge hydraulique mesurée dans le piézomètre au palier n° i lors de la méthode des pompages par paliers successifs [L]

$k$	Conductivité hydraulique [L/T]
$k_{\text{aquitard}}$	Conductivité hydraulique de l'aquitard [L/T]
$k_1$	Conductivité hydraulique de l'aquifère 1 [L/T]
$k_2$	Conductivité hydraulique du défaut de scellement [L/T]
$k_2A/L$	Terme caractéristique du défaut de scellement déterminé à partir de la méthode des pompages par paliers successifs [L <sup>2</sup> /T]
$k_3$	Conductivité hydraulique de l'aquifère 3 [L/T]
$k_x, k_y, k_r$	Conductivité hydraulique dans les directions x, y, r [L/T]
$L$	Longueur du défaut de scellement de puits [L]
$n_e$	Porosité effective
$P$	Nombre de Péclet
$q$	Débit injecté lors d'un essai de perméabilité [L <sup>3</sup> /T]
$q_b$	Débit à travers l'aquifère 3 [L <sup>3</sup> /T]
$q_f$	Débit de fuite à travers un défaut de scellement de puits engendrant un court-circuit hydraulique entre aquifères [L <sup>3</sup> /T]
$q_{fi}$	Débit de fuite à travers un défaut de scellement de puits engendrant un court-circuit hydraulique entre aquifères lors d'un palier de pompage n° i à débit constant de valeur $Q_{wi}$ [L <sup>3</sup> /T]
$Q$	Débit de pompage [L <sup>3</sup> /T]
$Q_w$	Débit de pompage dans le puits de l'aquifère 3 [L <sup>3</sup> /T]
$Q_{wi}$	Débit constant de pompage dans le puits de l'aquifère 3 lors d'un palier de pompage n° i [L <sup>3</sup> /T]
$r$	Distance radiale par rapport au centre d'un puits [L]
$r_r$	Rayon d'influence de l'aquifère 3 [L]
$r_{wb}$	Rayon du puits installé dans l'aquifère 3 [L]
$S$	Coefficient d'emmagasinement d'un aquifère
$S_{inj}$	Surface d'injection lors d'un essai de perméabilité [L <sup>2</sup> ]
$s$	Rabatement observé dans un puits lors d'un pompage [L]

$s'$	Rabattement résiduel (niveau piézométrique avant pompage moins niveau piézométrique $t'$ lors de la remontée) [L]
$s_p$	Rabattement prolongé obtenu par extrapolation qui aurait eu lieu si un pompage dans un puits aurait continué jusqu'au temps $t'$ [L]
$T$	Transmissivité d'un aquifère [ $L^2/T$ ]
$T_3$	Transmissivité de l'aquifère 3 [ $L^2/T$ ]
$t$	Temps [T]
$L$	Longueur du défaut de scellement de puits [L]
$t_{0.16}$	Temps au bout duquel $C/C_0 = 0.16$ lors d'un essai de traçage au laboratoire [T]
$t_{0.5}$	Temps au bout duquel $C/C_0 = 0.50$ lors d'un essai de traçage au laboratoire [T]
$t_{0.84}$	Temps au bout duquel $C/C_0 = 0.84$ lors d'un essai de traçage au laboratoire [T]
$\theta$	Teneur en eau volumique
$U$	Vitesse de Darcy [L/T]
$v_D$	Vitesse de Darcy [L/T]
$v_r$	Vitesse réelle [L/T]

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe A : Comparaison visuelle entre les résultats expérimentaux et numériques obtenus lors de l'expérience décrite au chapitre 3.....	281
Annexe B : CD-ROM contenant la thèses en version PDF (visualisation des figures et graphiques en couleur).....	294

## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION ET PRÉSENTATION DU PROBLÈME

#### 1.1 Généralités

La diminution des ressources en eau, ainsi que la dégradation de leur qualité amène à constamment rechercher d'une part de nouvelles ressources en eau, et d'autre part des moyens de protection et de préservation des ressources déjà disponibles et exploitées. Avec la croissance et le développement de la population mondiale, l'eau, indispensable aux activités humaines (usages domestiques, industriels, agricoles...) constitue déjà, et le sera plus encore, dans l'avenir un enjeu social, économique, politique et stratégique majeur.

On distingue deux origines d'eaux douces : les eaux de surface représentées par les lacs, les rivières et les calottes glacières (domaine de l'hydrologie), et les eaux souterraines (domaine de l'hydrogéologie) représentées par les nappes phréatiques.

Les eaux souterraines, constituant 40 % des réserves mondiales en eau douce, proviennent principalement de l'infiltration des eaux de pluie dans le sol. Les sols forment ainsi un réservoir d'eau souterraine appelé nappe phréatique ou encore aquifère.

Les nappes d'eaux souterraines peuvent être de deux types selon qu'elles circulent entre la surface du sol et une couche imperméable plus profonde ou qu'elles circulent entre deux couches imperméables. Dans le premier cas, les nappes sont dites libres, la terre perméable laisse s'infiltrer l'eau jusqu'à ce qu'elle rencontre une terre imperméable qui va l'arrêter. Aussi, le niveau de la nappe peut monter ou baisser à son aise au-dessus de la couche imperméable selon l'intensité des pluies. En revanche, dans le second cas, les nappes situées entre deux couches imperméables sont dites captives (ou confinées) car leur niveau d'eau ne peut monter, l'eau ne pouvant pas s'infiltrer dans une couche

imperméable. Elles forment ainsi des poches d'eau souterraines isolées des eaux de pluie et des eaux de surface. De telles nappes se réalimentent donc en eau plus lentement que les nappes libres. Elles sont en général profondes, quelques centaines de mètres et plus, et l'eau y est sous pression (comme dans une conduite d'eau).

Les eaux souterraines constituent des réserves d'eau de meilleure qualité que les eaux de surface. En effet, les eaux souterraines sont d'une part moins exposées à des pollutions directes que les eaux de surface, et d'autre part, si pollution il y a, elles bénéficient de la capacité d'autoépuration par la filtration dans les sols. Les sols constituent des filtres à eau ayant une capacité de neutralisation et d'atténuation des agents polluants chimiques et organiques. Les nappes captives sont en général mieux préservées des agents polluants que les nappes libres. En effet, les nappes libres, plus superficielles, dont la partie supérieure est en contact avec l'atmosphère (donc directement sujettes aux rejets humains), sont réalimentées par les pluies ou des eaux de surface qui sont vulnérables aux pollutions. Les nappes captives, plus profondes, sont moins directement exposées aux contaminations provenant de la surface.

## **1.2. Définition du court-circuit hydraulique entre aquifères induit par un défaut de scellement de puits**

Tout forage traversant plusieurs aquifères est susceptible de les mettre en relation et d'engendrer un problème de contamination croisée (Meiri, 1989). C'est ainsi qu'un aquifère contaminé par un polluant peut, lors d'une intervention humaine, contaminer un autre aquifère jusque là préservé de toute pollution.

Le problème se pose, par exemple, dans le cas de deux aquifères superposés et séparés par une couche plus ou moins imperméable nommée aquitard. Un aquitard permet d'isoler de façon plus ou moins efficace les eaux des aquifères entre lesquels il se situe, si bien qu'il limite les connexions hydrauliques entre ceux-ci. Lorsque l'on réalise un forage à travers ce système, en vue d'installer un puits de pompage ou un puits d'observation dans l'aquifère inférieur, une mise en relation avec l'aquifère supérieur

est possible (Chapuis et Sabourin, 1989) si le forage a été mal scellé au niveau de l'aquitard. Le scellement d'un puits ou d'un piézomètre, réalisé à l'aide d'un matériau très peu perméable a pour but de maintenir les aquifères isolés entre l'aquitard et le tubage du puits au niveau du vide occasionné par le trou de forage (Lutenegger et De Groot, 1994). Si ce scellement est défectueux, ou encore si les opérations de développement du puits ont causé des érosions internes de l'aquitard à proximité du puits, alors une mise en relation entre les aquifères jusque là isolés par l'aquitard est possible (Dunnivant et al., 1997). Selon le sens du gradient hydraulique vertical entre les deux aquifères, un écoulement s'effectuera de l'un des aquifères vers l'autre. On appellera ce phénomène « court-circuit hydraulique » (Figure 1.1). Dans ce cas, le court-circuit hydraulique aura été créé par une intervention humaine.

### **1.3 Conséquences du court-circuit hydraulique par un défaut de scellement**

Une première conséquence du court-circuit hydraulique est physique (Figure 1.2). En effet, celui-ci perturbe dans les aquifères les champs de charge hydraulique à proximité du puits (Chapuis, 1988 ; Avci, 1992 ; Brikowski, 1993).

Une seconde conséquence est chimique. L'arrivée des eaux d'un aquifère via le défaut de scellement vers l'autre aquifère perturbera la composition chimique de ce dernier (Meiri, 1989). Ainsi, par exemple, si les eaux d'un aquifère superficiel vulnérables aux activités humaines sont contaminées par un polluant, elles viendront dans ce cas contaminer à leur tour les eaux exploitables d'un aquifère plus profond car jusque là préservées des pollutions par l'aquitard (Stroligo, 2000).

Signalons que les deux conséquences précitées seront amplifiées de façon d'autant plus importante que le débit d'exploitation d'un puits défectueux sera important (Silliman et Higgins, 1990). En effet l'augmentation des gradients hydrauliques verticaux entre aquifères favorise l'intensité de l'écoulement de fuite. Dans le cas de puits abandonnés (Javandel et al., 1988 ; Avci, 1994 ; Nordbotten et al., 2004) ou pour les périodes sans

pompage de puits exploités, la contamination croisée entre aquifères aura toujours lieu tant qu'il existera une différence de charge hydraulique entre les aquifères concernés.

La possibilité de court-circuit hydraulique par un défaut de scellement de puits semble bien souvent méconnue des exploitants, et il est généralement ignoré qu'une pollution des eaux des aquifères que l'on exploite n'est pas forcément intrinsèque, mais peut être imputable à un scellement défectueux (Burklund et Raber, 1983 ; Lacombe et al., 1995). Cette méconnaissance peut ainsi être à l'origine d'un surcoût économique, lorsque des moyens de traitement doivent être mis en œuvre pour rendre les eaux pompées propres à la consommation, alors qu'un scellement initialement bien réalisé aurait pu éviter ce surcoût. Cette pollution est par conséquent évitable, encore faut-il être en mesure de prouver l'existence du défaut de scellement engendrant un débit de fuite entre les aquifères (Chapuis et Chenaf, 1998).

#### **1.4 Description du problème considéré dans la thèse**

La présente étude concerne la détection et la caractérisation du court-circuit hydraulique dans le cas du défaut de scellement d'un puits instrumentant un aquifère inférieur à nappe captive ou semi captive. L'aquifère supérieur sera quant à lui à nappe captive, ou à nappe libre. On s'intéressera cependant plus particulièrement au cas où l'aquifère supérieur est à nappe libre puisque les cas de contamination sont le plus souvent liés aux aquifères les plus superficiels, les plus exposés aux activités anthropiques. Le puits est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère inférieur et une lanterne de sable joue le rôle de filtre entre cet aquifère et l'intérieur de la crépine rempli d'eau. L'aquitard séparant les deux aquifères est considéré complètement imperméable ou très peu perméable de manière à ce que l'écoulement à travers celui-ci entre les deux aquifères soit négligeable en terme de débit par rapport à celui dû au défaut de scellement. Il sera de plus considéré le cas où l'écoulement à travers le défaut de scellement s'effectuera de l'aquifère supérieur vers l'aquifère inférieur. La figure 1.1 schématise la situation décrite.



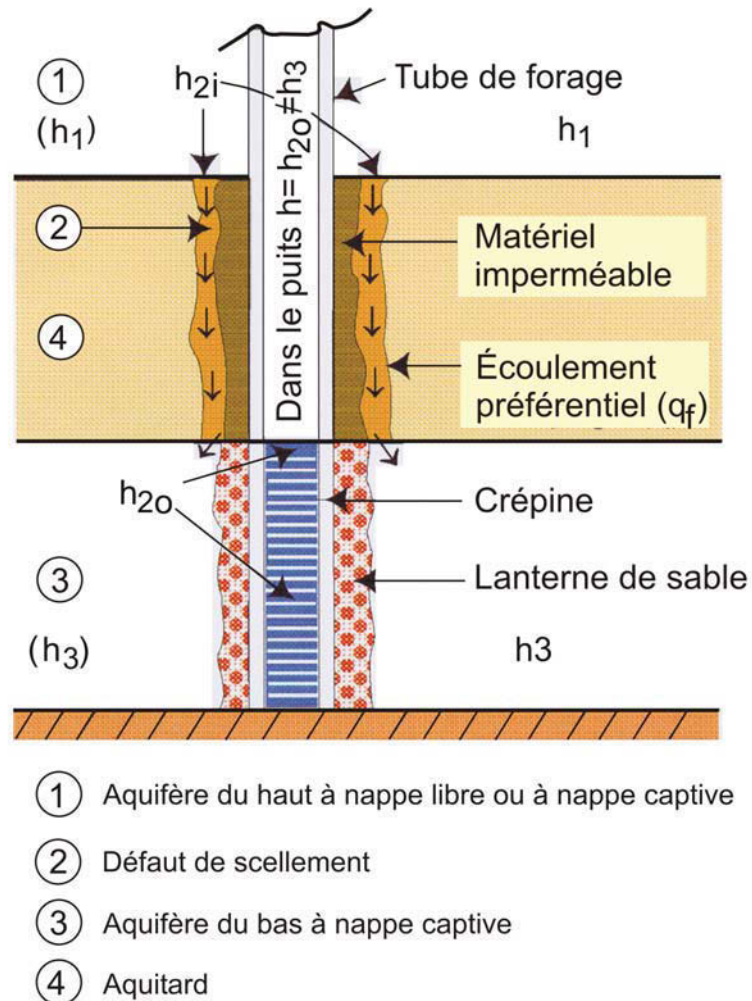


Figure 1.1 : Représentation schématique du court-circuit hydraulique entre deux aquifères induit par un défaut de scellement de puits.

Concernant les notations, on appellera  $h_1$  la charge hydraulique correspondant au niveau statique dans l'aquifère supérieur (qui sera nommé par la suite aquifère 1). La base de l'aquifère inférieur sera prise comme référentiel des charges hydrauliques. La charge hydraulique de l'aquifère inférieur (qui sera nommé par la suite aquifère 3) correspondant à son niveau statique sera notée  $h_3$ . D'après le sens de l'écoulement (Figure 1.1), on aura de plus  $h_1 > h_3$ . Les charges hydrauliques dans les aquifères 1 et 3,

en entrée et en sortie d'écoulement dans le défaut de scellement seront notées respectivement  $h_{2i}$  et  $h_{2o}$ . En effet, la présence d'un écoulement entre les deux aquifères modifie localement les champs de charge hydraulique dans ceux-ci en entrée et en sortie de la fuite. On observe ainsi une dépression de la charge hydraulique dans l'aquifère supérieur à l'entrée de la fuite, d'où  $h_1 > h_{2i}$ , et inversement, on observe une surcharge hydraulique dans l'aquifère inférieur à la sortie de la fuite, d'où  $h_{2o} > h_3$  (Figure 1.2).

Le débit de fuite à travers le défaut de scellement sera noté  $q_f$ . La section de l'écoulement de fuite ainsi que sa longueur qui sont inconnues seront notées respectivement  $A$  et  $L$ . Enfin, les conductivités hydrauliques de l'aquifère 1, de l'aquifère 3, et du défaut de scellement seront appelées respectivement  $k_1$ ,  $k_3$ , et  $k_2$ .

L'aquifère 3 sera considéré horizontal, homogène et réalimenté, ce afin d'obtenir lors d'un pompage à débit constant un régime permanent. Sa transmissivité sera notée  $T_3$ .

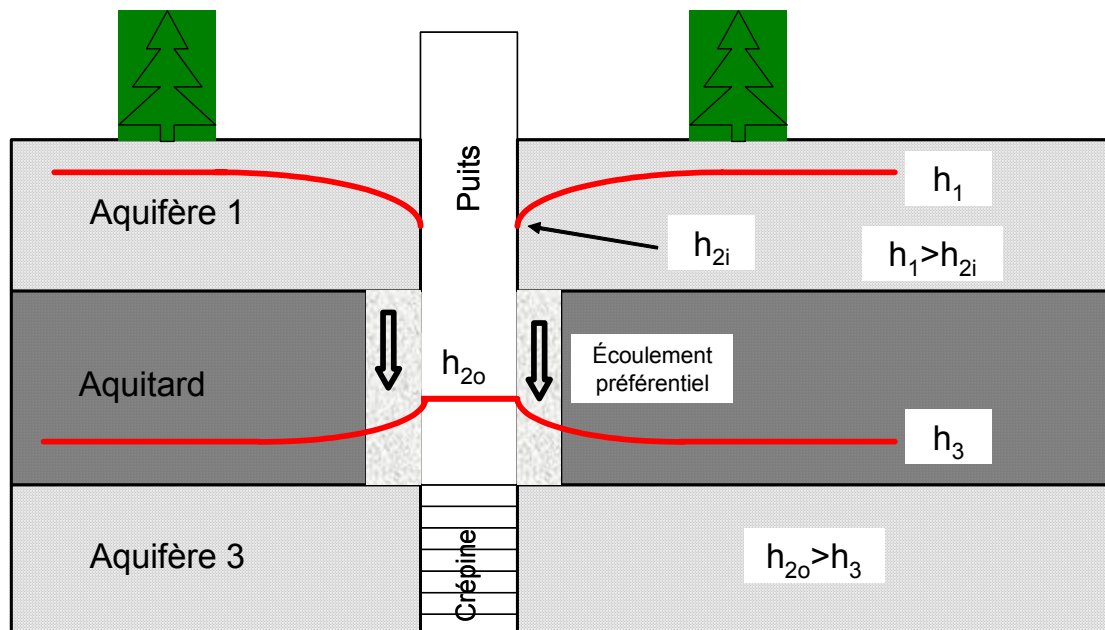


Figure 1.2 : Profils des charges hydrauliques dans les aquifères.

Rappelons succinctement les procédures conventionnelles de la réalisation d'un forage et de l'installation de puits. Une fois les opérations de forage réalisées, le puits,

instrumentant l'aquifère 3, est centré dans le trou de forage. Il est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère. Un sable filtrant est ensuite déversé entre la crépine et la paroi du forage en même temps que le tube de forage est progressivement retiré. Une fois le toit de l'aquifère 3 atteint, un matériau très peu perméable (il s'agit du scellement constitué en général d'un coulis de ciment ou ciment et bentonite ou encore boulettes de bentonite) est déversé entre l'aquitard séparant les deux aquifères et le trou de forage. De façon concomitante, le tubage de forage est progressivement retiré du puits. Le reste du vide, en vis-à-vis de l'aquifère 1, est enfin rempli d'un autre matériau peu perméable. Une fois la prise du scellement complétée, les opérations de développement du puits peuvent être entreprises. S'il existe un défaut de scellement, celui-ci peut avoir plusieurs origines. Il peut correspondre à une mauvaise intrusion du coulis dans les parois de l'aquitard qui ont été préalablement déstructurées lors de l'opération de forage. Il peut également être lié à la qualité du coulis lui-même, de mauvaise qualité car non suffisamment imperméable. Celui-ci peut encore avoir été mal injecté et mal réparti entre le puits et la paroi du forage. Le coulis peut également s'être fissuré ou altéré lors de sa prise ou des opérations de développement du puits. Enfin, le scellement doit être réalisé sur toute la hauteur de l'aquitard. Dans le cas contraire, des écoulements préférentiels seront favorisés par l'augmentation du gradient de charge entre les extrémités du scellement.

### **1.5 Description du projet de la thèse**

Il est proposé dans le cadre de cette thèse de définir une méthode permettant de mettre en évidence le court-circuit hydraulique et de le caractériser (calcul du débit de fuite et détermination des propriétés hydrauliques du défaut de scellement), et ce, en vue d'une démarche systématique de vérification de la bonne installation des puits. Cette méthodologie sera développée dans le contexte du problème décrit à la section 1.4 précédente.

Une méthode de détection et de caractérisation ne sera valable que si elle peut être appliquée sur le terrain. Ceci implique donc à la fois une grande simplicité de l'application de la méthode, mais également que celle-ci puisse être viable d'un point de vue économique, qu'elle implique des compétences raisonnables de la part des utilisateurs, et enfin qu'elle nécessite des temps, des moyens techniques et humains raisonnables. De plus, compte tenu de l'infinité des contextes hydrogéologiques qui existent, il faudra considérer une approche suffisamment générale pour que la méthode soit applicable au plus grand nombre de cas possibles. Il faudra pour cela s'efforcer de bien spécifier les hypothèses nécessaires afin de cerner les critères d'application de la méthodologie.

Afin d'atteindre ces objectifs, différentes étapes de travail ont été réalisées après avoir effectué une revue des connaissances dans ce domaine (chapitre 2). La thèse sera subdivisée en 8 chapitres.

En premier lieu, un dispositif permettant de visualiser le court-circuit hydraulique a été réalisé (chapitre 3). Cette étude consiste en une introduction pour bien comprendre le phénomène, il ne s'agit pas d'une étude quantitative. Un modèle physique a été monté au laboratoire dans lequel les entités hydrogéologiques étudiées ont été recréées à petite échelle et une visualisation de la contamination croisée a pu être faite à l'aide d'un traceur. Une étude numérique a permis ensuite de comparer visuellement les observations expérimentales du court-circuit hydraulique avec leurs simulations. Ce travail permet ainsi une première validation des outils numériques qui seront utilisés.

Ensuite, sera exposée la méthodologie proposée pour la détection et la caractérisation d'un court-circuit hydraulique (chapitre 4). L'aspect théorique de ce travail sera donc présenté avec ses limites d'application.

La méthode développée sera alors confrontée à une analyse numérique à partir de codes commerciaux aux éléments finis (SEEP/W et CTRAN/W de Geo-Slope, 2002) en considérant plusieurs cas de courts-circuits hydrauliques à échelle réelle (chapitre 5).

Un modèle réduit recréant au laboratoire les conditions d'un court-circuit hydraulique par un défaut de scellement de puits constituera une première mise en pratique de la méthode développée (chapitre 6). Un cas de court-circuit hydraulique sera ainsi confronté à la méthode.

Des essais de terrain, à échelle réelle, permettront ensuite une nouvelle mise à l'essai de la méthode (chapitre 7). Plusieurs essais, pour différentes situations de courts-circuits hydrauliques par un défaut de scellement seront analysés au moyen de la méthode, et également comparés à des simulations numériques.

Enfin, une discussion sur l'applicabilité de la méthode et une récapitulation des étapes de sa réalisation sera faite, ce en vue de la réalisation d'un protocole permettant une vérification systématique des scellements de puits (chapitre 8).

## **CHAPITRE 2**

### **ÉTAT DES CONNAISSANCES**

Plusieurs études ont été réalisées pour différents cas de courts-circuits hydrauliques. Tout d'abord, comme nous le verrons lors d'une première partie, des études ont déjà été menées pour la détection et la caractérisation de défauts de scellement. Ensuite, d'autres cas de courts-circuits hydrauliques induits par des interventions humaines seront abordés, comme le problème des puits abandonnés, des forages mal rebouchés ou des écoulements inter aquifères à travers des conduites. Enfin, nous présenterons des études concernant l'influence du mode de réalisation des forages sur l'occurrence du défaut de scellement de puits.

#### **2.1. Méthodes existantes de détection des courts-circuits hydrauliques par un défaut de scellement**

Plusieurs types de méthodes pour la détection et la caractérisation des défauts de scellement de puits sont disponibles dans la littérature. Il s'agit de méthodes pour la détection de courts-circuits hydrauliques de puits pénétrant complètement deux aquifères séparés par un aquitard. Signalons que dans cette partie, le système hydrogéologique considéré sera le même que celui présenté au chapitre 1.

Trois méthodes directes permettent d'établir l'existence du court-circuit hydraulique :

- ✓ Une première méthode fait appel à un essai de perméabilité à niveau variable (Chapuis, 1988 ; Chapuis et Sabourin, 1989 ; Chapuis, 1999).
- ✓ Une deuxième méthode fait appel à un essai de traçage (Meiri, 1989).
- ✓ Une troisième méthode fait appel à l'analyse d'une courbe de remontée du niveau piézométrique suite à un essai de pompage (Chapuis et Chenaf, 1998).

D'autres méthodes dites indirectes permettent de vérifier la qualité du scellement. Il s'agit des vérifications par diagraphie (Keys, 1988 ; Thornhill et Benefield, 1990 ; Brikowski, 1993 ; Dunnivant et al., 1997 ; Yesiller, 1995 ; Benson et Edil., 1997 ; Yesiller et al., 1997).

### **2.1.1. Détection par un essai de perméabilité à niveau variable**

Dans cette partie sont présentés les travaux de Chapuis et Sabourin (1989). Ceux-ci ont étudié un cas particulier. En effet, ils considèrent le cas d'un défaut de scellement ayant la forme d'un anneau cylindrique autour du puits. Ils donnent tout d'abord une relation entre l'erreur piézométrique qu'ils définissent et le diamètre équivalent du défaut de scellement. Ils montrent ensuite que l'erreur piézométrique peut être déterminée in situ par un essai de perméabilité à niveau variable et qu'ainsi le diamètre équivalent du défaut de scellement peut être déterminé.

#### **a) Définition de l'erreur piézométrique et caractérisation de la fuite**

La situation étudiée est celle présentée à la partie 1.4, avec un système de notations identiques. Les auteurs cherchent d'abord à calculer le débit de fuite, soit le débit à travers le défaut de scellement dont la forme est celle d'un anneau cylindrique situé entre la paroi du puits et celle de l'aquitard.

Le débit de fuite peut prendre trois appellations différentes. Le débit d'entrée dans l'anneau de fuite au niveau de l'aquifère 1 sera noté  $q_1$ , celui dans l'anneau de fuite  $q_2$ , et enfin, le débit de sortie de l'anneau de fuite dans l'aquifère 3 sera noté  $q_3$ . D'après le principe de conservation de la masse, et à condition que la masse volumique soit constante, il y a conservation du débit volumique. Les trois appellations différentes donnent donc une valeur identique du débit de fuite qui sera notée  $q_f$  : nous avons ainsi  $q_f = q_1 = q_2 = q_3$ .

Pour le calcul des débits  $q_1$  et  $q_3$ , une solution est donnée par Hvorslev (1951) :

$$q = ckH \quad (2.1)$$

avec  $H$  la différence de charge hydraulique entre l'extrémité de la fuite et l'aquifère considéré,  $k$  la conductivité hydraulique de l'aquifère, et  $c$  le coefficient de forme de la zone d'entrée ou de sortie qui dépend de la géométrie du problème et éventuellement des conditions aux frontières de celui-ci.

Lorsque la géométrie de la fuite entre les deux aquifères est un cylindre, alors  $c$  vaut d'après Hvorslev  $2 \times D$  si les aquifères sont infinis, avec  $D$  le diamètre du cylindre. Étant donné que la géométrie du défaut de scellement considéré est un anneau cylindrique, Chapuis et Sabourin (1989) ont choisi de considérer dans ce cas la valeur  $D$  comme étant le diamètre équivalent. Connaissant la surface de l'anneau cylindrique et rapportant cette surface à celle d'un disque, on trouve le diamètre équivalent du disque. Ceci constitue en fait une approximation importante, puisqu'ils ne considèrent pas le coefficient de forme réel du défaut de scellement étudié.

En appliquant la formule de Hvorslev (1951) pour le calcul des débits  $q_1$  et  $q_3$ , il vient alors :

$$q_1 = 2k_1 D_2 (h_1 - h_{2i}) \quad (2.2)$$

$$q_3 = 2k_3 D_2 (h_{2o} - h_3) \quad (2.3)$$

où  $D_2$  représente le diamètre équivalent de l'anneau de fuite.



Le débit  $q_2$  dans l'anneau de fuite de diamètre équivalent  $D_2$  et de longueur  $b_2$  (épaisseur de l'aquitard) est par ailleurs donné comme suit par la loi de Darcy :

$$q_2 = \left(\frac{\pi k_2 D_2^2}{4}\right) \left(\frac{h_{2i} - h_{2o}}{b_2}\right) \quad (2.4)$$

Afin de simplifier les écritures, il a été défini trois paramètres  $a_1$ ,  $a_2$ , et  $a_3$  tels que :

$$a_1 = 2k_1 D_2 \quad (2.5)$$

$$a_2 = \frac{\pi k_2 D_2^2}{4} \quad (2.6)$$

$$a_3 = 2k_3 D_2 \quad (2.7)$$

Ainsi, les trois inconnues sont les charges hydrauliques  $h_{2i}$  et  $h_{2o}$ , et le débit de fuite  $q_f$ . Ceci représente donc un système de trois équations et trois inconnues qui peut être résolu. Le système de solutions est donné par les équations 2.8, 2.9, et 2.10.

$$q_f = \frac{h_1 - h_3}{\sum_i \frac{1}{a_i}} \quad (2.8)$$

$$h_{2i} = \frac{(a_1(a_2 + a_3))h_1 + a_3 a_2 h_3}{a_1 a_2 + a_2 a_3 + a_1 a_3} \quad (2.9)$$

$$h_{2o} = \frac{(a_3(a_1 + a_2))h_3 + a_1 a_2 h_1}{a_1 a_2 + a_2 a_3 + a_1 a_3} \quad (2.10)$$

Par conséquent, le niveau piézométrique dans le puits d'observation est équivalent à :

$$h_{2o} = \frac{\beta h_3 + \alpha h_1}{\alpha + \beta} \quad (2.11)$$

où  $\alpha = a_1 a_2$ , et  $\beta = a_2 a_3 + a_3 a_1$

Chapuis et Sabourin (1989) définissent l'erreur piézométrique comme étant la différence entre le niveau statique dans l'aquifère 3 avant forage ( $h_3$ ) et le niveau piézométrique mesuré lors du court-circuit hydraulique ( $h_{2o}$ ) après forage.

Cette erreur s'écrit donc :  $H_0 = h_{2o} - h_3$ , et elle peut être corrélée au diamètre équivalent et à la conductivité hydraulique de l'anneau de fuite.

D'après les notations définies précédemment,  $h_{2o}$  s'écrit sous la forme :

$$h_{2o} = \frac{a_1 a_2 h_1 + a_3 (a_1 + a_2) h_3}{a_1 a_2 + a_2 a_3 + a_1 a_3} \quad (2.12)$$

Par conséquent,

$$H_0 = \frac{a_1 a_2 (h_3 - h_1)}{a_1 a_2 + a_2 a_3 + a_1 a_3} \quad (2.13)$$

et finalement, en remplaçant les coefficients  $a_i$  par leurs valeurs, il vient :

$$H_0 = \frac{h_3 - h_1}{1 + \frac{k_3}{k_1} + \frac{8b_2 k_3}{\pi D_2 k_2}} \quad (2.14)$$

Il est ainsi tiré de cette équation une équation qui donne la valeur du produit  $k_2 \times D_2$  qui est inconnue en fonction de l'erreur piézométrique  $H_0$  qui pourra, comme montré par la suite, être évaluée sur le terrain avec un essai de perméabilité in situ :

$$k_2 D_2 = \frac{8b_2 k_1 k_3}{\pi(k_1 + k_3)} * \frac{H_0}{\frac{k_1(h_1 - h_3)}{k_1 + k_3} - H_0} \quad (2.15)$$

L'équation 2.15 est une équation avec deux inconnues : la conductivité hydraulique de l'anneau de fuite et son diamètre équivalent. Seul le produit  $k_2 \times D_2$  peut être déterminé.

Cette équation est de la forme :  $k_2 D_2 = \lambda \left( \frac{H_0}{\mu - H_0} \right)$  avec  $\lambda$  et  $\mu$  des constantes telles que

$$\lambda = \frac{8b_2 k_1 k_3}{\pi(k_1 + k_3)} \text{ et } \mu = \frac{k_1(h_1 - h_3)}{k_1 + k_3}.$$

### **b) Détermination de l'erreur piézométrique par un essai de perméabilité à niveau variable**

À partir de l'essai de perméabilité à niveau variable existe une méthode analytique qui permet de détecter un court-circuit hydraulique dans un puits d'échantillonnage. Cette méthode a été développée par Chapuis et Sabourin (1989). L'essai de perméabilité à niveau variable consiste à provoquer un rapide changement du niveau d'eau dans un tube de piézomètre. A ce moment là, le débit absorbé par le sol est donné par Hvorslev (1951). Ce débit obéit à l'équation 2.1. :  $q = ckH$  où  $c$  est le coefficient de forme de la zone d'injection,  $k$  est la conductivité hydraulique, et  $H$  la différence de charge hydraulique qui est appliquée et qui varie dans le temps avant l'absorption complète de l'eau d'injection par le sol.

Le débit injecté est calculé également à partir de la vitesse de l'eau dans le tuyau de section intérieure  $S_{inj}$  :

$$q = -S_{inj} \left( \frac{dH}{dt} \right) \quad (2.16)$$

Finalement, à partir des deux équations, on obtient :

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{kcH}{S_{inj}} \quad (2.17)$$

La vitesse de descente de l'eau dans le tuyau devrait s'annuler lorsque  $H$  devient nulle (fin du régime transitoire de descente de l'eau). La courbe expérimentale de la vitesse de descente de l'eau dans le tuyau en fonction de la différence de charge hydraulique ( $dH/dt$  vs.  $H$ ) devrait donc couper l'abscisse en  $H = 0$ . Si ce n'est pas le cas, on peut être en présence d'un court-circuit hydraulique et la valeur d'intersection qui n'est pas nulle représente  $H_0$  (Figure 2.1) qui est l'erreur systématique commise dans l'évaluation des valeurs de  $H$  qui ont été relevées en fonction du temps.

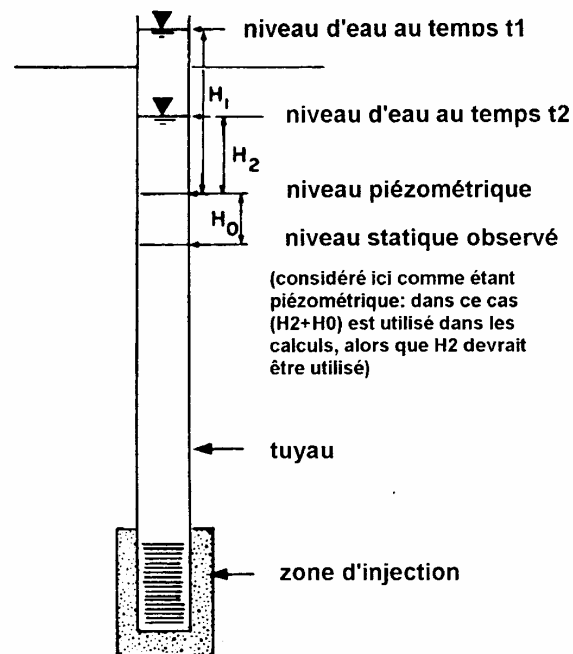


Figure 2.1 : Essai de perméabilité à niveau variable : illustration de l'erreur piézométrique (tiré de Chapuis et Sabourin, 1989).

Ainsi, en interprétant les mesures réalisées sur le terrain dans un graphique représentant la vitesse de décharge en fonction de la différence de charge hydraulique, un court-circuit hydraulique peut être détecté. L'erreur  $H_0$  qui est commise représente la différence entre le niveau statique de l'eau mesuré dans le tuyau et la vraie valeur du niveau piézométrique qui existait dans l'aquifère avant l'installation du piézomètre.  $H_0$  représente donc l'erreur piézométrique.

### c) Discussion de la méthode de Chapuis et Sabourin (1989)

Par la détermination de l'erreur piézométrique  $H_0$  avec l'essai de perméabilité à niveau variable, il est ensuite possible de déterminer les propriétés du défaut de scellement par le calcul du produit  $k_2 \times D_2$  (Équation 2.15).

Cette détermination nécessite de connaître les constantes  $\lambda$  et  $\mu$  qui se calculent en ayant connaissance des conductivités hydrauliques des aquifères, de leurs niveaux statiques, mais également de l'épaisseur de l'aquitard supposée représenter la longueur du défaut de scellement. La détermination de tous ces paramètres n'est pas sans introduire un facteur d'erreur important. Par ailleurs, sur le terrain, ces données ne sont pas forcément aisées à obtenir. De plus, si la propriété  $k_2 \times D_2$  du défaut de scellement peut être déterminée, elle ne sera pas représentative de la réalité puisque la géométrie de celui-ci n'est pas connue a priori (il y a peu de chances que le défaut de scellement soit représenté par un cylindre parfait). Par ailleurs, le débit de la fuite ne pourra pas être connu, alors que cette connaissance est importante pour évaluer l'importance d'une contamination, d'autant plus si le puits est exploité et pompé. Enfin, il n'est pas toujours facile d'interpréter un essai de perméabilité à niveau variable, de même que l'essai lui-même n'est pas toujours facilement réalisable. Pour toutes ces raisons, il faut donc trouver une méthode plus fiable de détection et de caractérisation du court-circuit hydraulique dans un cadre plus général pour que la méthode soit aisément applicable sur le terrain.

### **2.1.2. Détection par un essai de traçage**

Des travaux ont été réalisés par Meiri (1989) pour la détection uniquement de courts-circuits hydrauliques engendrés par un défaut de scellement le long des puits. Celui-ci a utilisé un traceur pour mettre en évidence les effets chimiques (contamination croisée entre aquifères) du court-circuit hydraulique sur un site expérimental. On retrouve ainsi le système hydrogéologique auquel nous nous intéressons et que nous avons défini dans le chapitre 1.

**a) Présentation du site**

Le site étudié par Meiri (1989) se situe aux États-Unis dans le nord du Wisconsin au sein d'une zone industrielle. Des études de forage ont permis de mettre en évidence la stratification du site. Un aquifère à nappe libre situé dans une couche supérieure d'argile fissurée (d'épaisseur 5 m) est séparé d'un aquifère à nappe captive formé d'une couche de sable et gravier (d'épaisseur 3 m), par un aquitard constitué d'argile non fissurée (d'épaisseur 5 m). Le site est équipé de puits d'observation forés à différentes profondeurs.

**b) Présentation de l'essai de traceur**

Pour déterminer l'existence d'une migration de contaminants de l'aquifère à nappe libre vers l'aquifère à nappe captive, Meiri (1989) a réalisé un essai de traçage avec du bromure de sodium (NaBr). Ce composé se prête bien à ce type d'essai étant donné qu'il ne précipite pas, ne s'adsorbe pas (traceur non réactif) et qu'il est non toxique pour l'environnement. De plus, il existe à l'état naturel à des concentrations très faibles dans les eaux souterraines, il est très soluble, et enfin, sur le terrain, il peut être détecté pour des concentrations massiques de l'ordre de 0.5 ppm. L'appareillage utilisé pour la détection du bromure de sodium est un pHmètre /conductivimètre à affichage digital (de résolution 0.1 mV) avec une électrode sélective des ions bromure et une électrode de référence (demi-pile). Une courbe linéaire de calibration permet alors de relier le potentiel électrique de l'électrode (mV) en fonction de la concentration en bromure.

La concentration initiale naturelle (ou bruit de fond) présente dans l'aquifère à nappe captive est mesurée dans les échantillons d'eau prélevés dans le puits avant l'injection du traceur. Dans l'exemple étudié par Meiri (1989), cette concentration avoisinait 0.5 ppm. De plus, la différence de charge hydraulique mesurée entre les deux aquifères est de 5 m, et l'épaisseur de l'aquitard est de 5 m, ce qui donne un gradient hydraulique égal à 1 m/m.

Au début du test, il a été injecté 40 L d'une solution contenant 4 % de bromure de sodium (soit une concentration en bromure de sodium de 40000 ppm) à travers un forage dans l'aquifère à nappe libre voisin du puits d'observation étudié (situé dans l'aquifère à nappe captive). Des échantillons d'eau furent ensuite collectés durant une période de 78 jours à des intervalles de temps irréguliers. Les concentrations en bromure de sodium dans les échantillons prélevés sont ensuite déterminées par la demi-pile.

### **c) Résultats de l'essai de traceur**

Les échantillons collectés dans le puits d'observation, 3 jours après l'injection, ont révélés des concentrations en bromure de sodium de l'ordre de 0.5 ppm, c'est-à-dire similaires au bruit de fond. Par contre, les échantillons prélevés après trois jours ont montré une augmentation de la concentration. Après 7 jours, il a été obtenu une concentration de 4 ppm, après 21 jours, 40 ppm, et après les 78 jours, 200 ppm. De plus, la concentration en bromure de sodium dans l'aquifère à nappe libre est passée en 21 jours d'une concentration de 40000 ppm à une concentration de 2600 ppm.

Ainsi, la détection dans l'aquifère à nappe captive de concentrations en bromure de sodium supérieures à celles mesurées naturellement dans celui-ci a permis à Meiri (1989) de mettre en évidence l'existence d'un débit de fuite de l'aquifère supérieur (aquifère 1) vers l'aquifère inférieur (aquifère 3) puisque le traceur a migré d'un aquifère à l'autre dans ce sens.

### **d) Discussion des travaux de Meiri (1989)**

La méthode de l'essai de traceur proposée par Meiri (1989) est un moyen simple et fiable de mettre en évidence l'existence d'un court-circuit hydraulique. Par contre, la localisation et la nature exacte de l'écoulement générant un débit de fuite reste à déterminer. L'étude de Meiri (1989) reste donc très qualitative, celui-ci ne propose pas



de solution pour le calcul du débit de fuite, ni pour la caractérisation de la géométrie de la fuite. L'incidence d'un pompage dans les puits n'a par ailleurs pas été envisagée. Enfin, étant donné que la concentration en bromure de sodium continuait à augmenter après la période d'échantillonnage, soit après 78 jours, le temps de l'écoulement le long du puits d'observation n'a pas pu être déterminé.

### **2.1.3. Détection du court-circuit hydraulique par la courbe de remontée d'un essai de pompage**

#### **a) Présentation du problème**

Cette méthode présentée par Chapuis et Chenaf (1998) considère une influence du court-circuit hydraulique sur l'interprétation des résultats des essais de pompage. La méthode est basée sur l'interprétation des courbes de rabattement en fonction du temps d'un essai de pompage et de remontée. Le problème est de détecter un éventuel court-circuit hydraulique au niveau d'un puits de surveillance lors de la réalisation d'un essai de pompage dans un puits. La représentation du problème est donnée sur la figure 2.2. Chapuis et Chenaf (1998) montrent que l'interprétation des essais de pompage permet de déterminer l'erreur piézométrique  $H_0$ , déterminable également, comme présenté précédemment au paragraphe 2.1.1 par un essai de perméabilité in situ à niveau variable (Chapuis et Sabourin, 1989). Après un bref rappel théorique du pompage, sera présenté l'effet du court-circuit hydraulique sur celui-ci. Puis, la méthode proposée par Chapuis et Chenaf (1998) pour détecter le court-circuit hydraulique grâce à l'interprétation des courbes de remontée sera exposée. Enfin, cette méthode sera discutée.

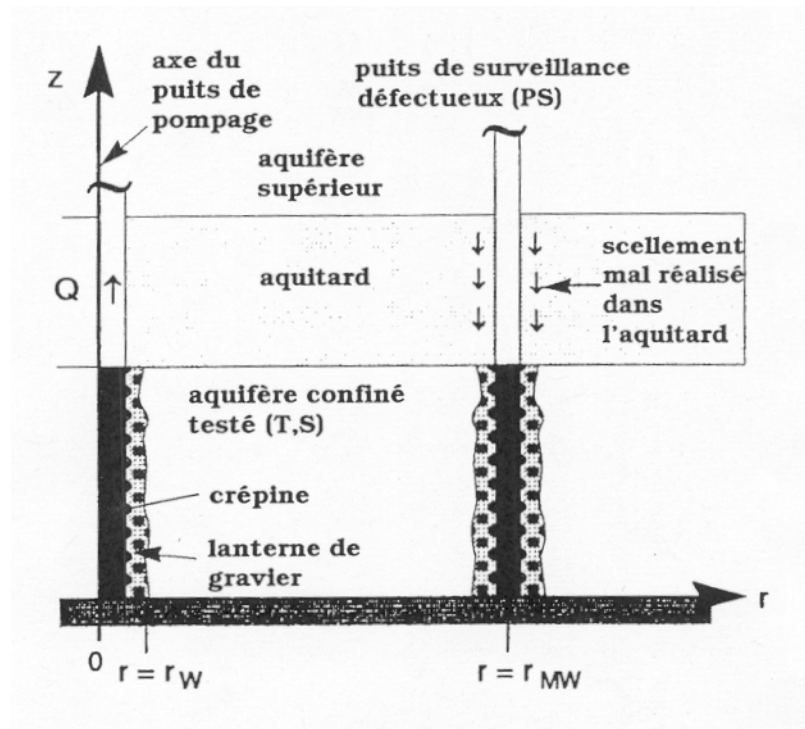


Figure 2.2 : Représentation du problème traité pour la détection d'un défaut de scellement dans un puits de surveillance lors d'un essai de pompage (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).

## b) Pompage et effet du court-circuit hydraulique

### ✓ Rappel théorique de l'essai de pompage

Il s'agit ici de rappeler les équations régissant le pompage et présenter l'effet du court-circuit hydraulique.

L'aquifère à nappe captive est pompé à un débit constant à partir du temps  $t = 0$ . D'après le principe de continuité :

$$\text{div}(\text{grad}h) = \Delta h = \left(\frac{S}{T}\right)\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) \quad (2.18)$$

où  $h$  représente la charge hydraulique,  $S$  le coefficient d'emmagasinement,  $T$  la transmissivité de l'aquifère et  $t$  le temps. En coordonnées polaires, cette équation se ramène, pour des raisons de symétrie et d'indépendance en  $x$  :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \left(\frac{1}{r}\right)\left(\frac{\partial h}{\partial r}\right) = \frac{S}{T}\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right) \quad (2.19)$$

La solution de ce problème pour un pompage ou une injection a été donnée par Theis (1935), mais plusieurs conditions doivent être respectées :

- L'aquifère à nappe captive est horizontal et homogène, isotrope, infini et d'épaisseur constante, et ses paramètres hydrauliques sont constants comme la transmissivité  $T$  et le coefficient d'emmagasinement  $S$ .
- Le puits de pompage pénètre totalement l'aquifère, son diamètre est infiniment petit et le puits est pompé à débit constant.
- Toute l'eau pompée provient du stockage dans l'aquifère et elle est relâchée instantanément quand la pression interstitielle varie.
- L'écoulement est laminaire et respecte la loi de Darcy. Enfin, il est radial et horizontal, ce qui implique que le problème peut être étudié selon une dimension le long de l'axe radial.

La solution est la suivante :

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T}\right) * \int_u^\infty \left(\frac{e^{-x}}{x}\right) dx = \left(\frac{Q}{4\pi T}\right) * W(u) \quad (2.20)$$

Avec  $u=r^2S/4Tt$ , où  $s$  représente le rabattement en fonction du temps  $t$ ,  $Q$  le débit du pompage,  $r$  la distance radiale d'origine le centre du puits,  $T$  la transmissivité de l'aquifère, et  $S$  le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère.

Par ailleurs, la fonction  $W(u)$  est définie par la série suivante de la fonction exponentielle intégrale :

$$W(u) = -\gamma - \ln u + \left(\frac{u}{1.1!}\right) - \left(\frac{u^2}{2.2!}\right) + \left(\frac{u^3}{3.3!}\right) - \left(\frac{u^4}{4.4!}\right) \dots \quad (2.21)$$

où  $\gamma=0.577\dots$  est la constante d'Euler.

Cooper et Jacob (1946) ont remarqué que dans la série  $W(u)$  (Équation 2.21), pour des petites valeurs de  $u$ , le troisième terme et les suivants deviennent négligeables, ce qui implique une solution simplifiée :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} [\ln(1/u) - 0.5772] = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r^2 S}\right) \quad (2.22)$$

soit, en logarithmes décimaux et en posant  $t_0 = r^2 S / 2.25T$  :

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2 S}\right) = \Delta s \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (2.23)$$

Le tracé du rabattement en fonction du temps permettra donc de déterminer les paramètres  $T$  et  $S$ . Un graphique expérimental de  $s$  vs.  $\text{Log } t$  donnera  $T$  par la pente  $\Delta s$  :

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi \Delta s} \quad (2.24)$$

S sera obtenu par extrapolation de la partie rectiligne de  $s$  vs.  $\text{Log } t$  jusqu'à l'intersection ( $s = 0, t = t_0$ ) :

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} \quad (2.25)$$

#### ✓ Effet d'un court-circuit hydraulique lors du pompage

Signalons que les notations adoptées dans ce paragraphe sont les mêmes que celles présentées lors du chapitre 1.

Le problème est compliqué par les effets de bords relatifs à la zone de fuite. Ainsi, si  $\delta r$  représente le rayon d'influence de la zone de fuite dû au défaut de scellement, on a à un temps donné:

$$h_3(r - \delta r, t) > h_3(r + \delta r, t) \quad (2.26)$$

Avant de commencer le pompage, les équations 2.2 à 2.15 s'appliquent. On admet que  $h_1$  dans l'aquifère 1 supérieur ne varie pas dans le temps lors du pompage. On appelle  $s_{2o} = s_{3f}$  le rabattement du puits de surveillance mal scellé. La figure 2.3 représente la courbe de rabattement du puits mal scellé comparée à celle d'un puits bien scellé.

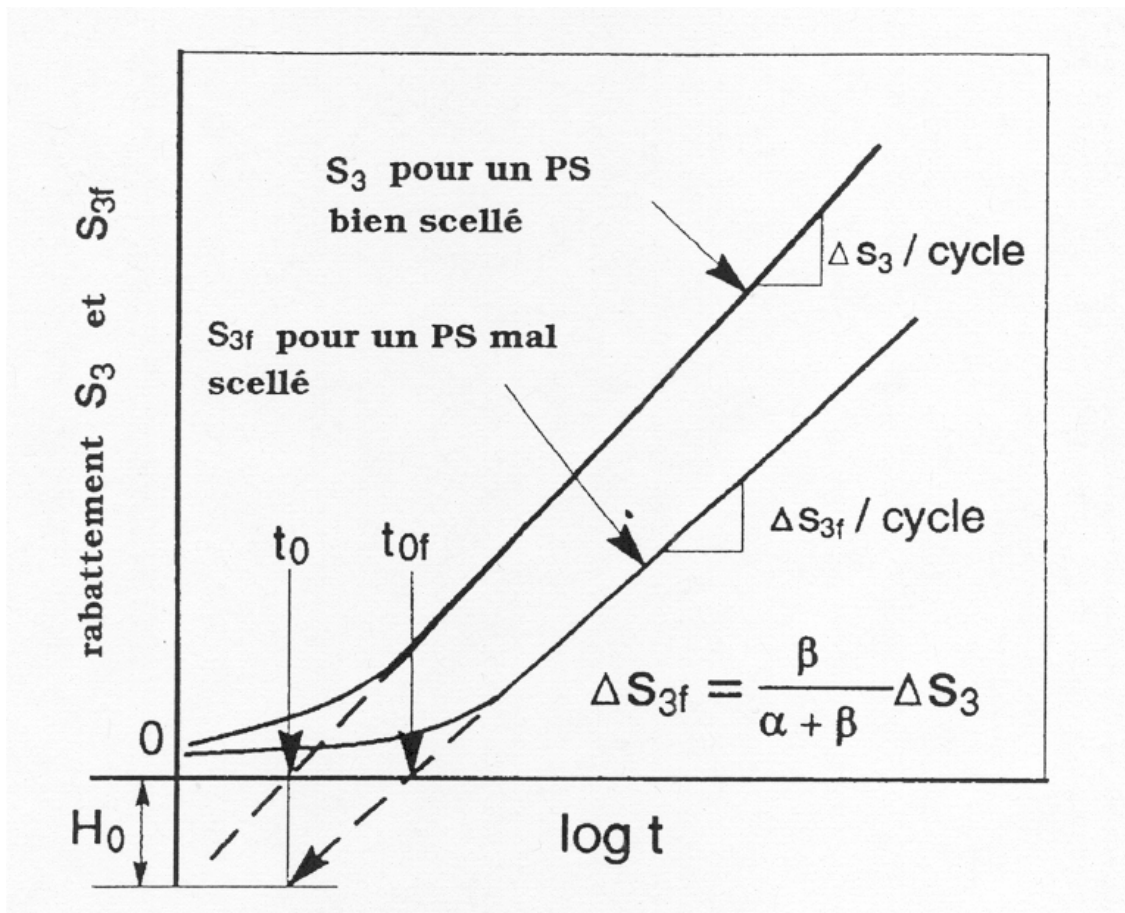


Figure 2.3 : Courbe de rabattement du puits de surveillance (PS) mal scellé et comparaison avec celle d'un puits bien scellé (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).

Entre deux instants  $t_{j-1}$  et  $t_j$ , la variation en un point donné du rabattement au puits vaudra :

$$\delta s_3 = s_3(t_j, r) - s_3(t_{j-1}, r) = \Delta s_3 \log\left(\frac{t_j}{t_0}\right) - \Delta s_3 \log\left(\frac{t_{j-1}}{t_0}\right) = \Delta s_3 \log\left(\frac{t_j}{t_{j-1}}\right) \quad (2.27)$$

Ainsi, avec le principe de superposition et l'équation 2.11, le changement de charge hydraulique (ou du rabattement  $\delta s_{2o} = \delta s_{3f} = -\delta h_{2o}$ ) dans la zone influencée par la fuite peut être déduit :

$$\delta s_{3f} = -[h_{2o}(t_j, r) - h_{2o}(t_{j-1}, r)] = \left(\frac{\beta}{\alpha + \beta}\right)\delta s_3 = \left(\frac{\beta}{\alpha + \beta}\right)\Delta s_3 \log\left(\frac{t_j}{t_{j-1}}\right) \quad (2.28)$$

Ainsi, la courbe de rabattement enregistrée lors d'un essai avec un puits mal scellé donne une droite dans un graphique semi-log de  $s_{3f}$  vs.  $t$ . Cette droite a pour pente :

$$\Delta s_{3f} = \left(\frac{\beta}{\alpha + \beta}\right)\Delta s_3 = \left(\frac{\beta}{\alpha + \beta}\right)\left(\frac{2.3Q}{4\pi T_3}\right) \quad (2.29)$$

où  $T_3$  est la transmissivité de l'aquifère captif pompé à un débit  $Q$  constant.

Ainsi, la courbe de rabattement d'un puits de surveillance mal scellé (Figure 2.3) donne  $T_{3f}$  qui surestime la vraie valeur  $T_3$  de l'aquifère :

$$T_{3f} = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta s_{3f}} = \left(\frac{\alpha + \beta}{\beta}\right)T_3 > T_3 \quad (2.30)$$

Par ailleurs, l'intersection de la droite dans le graphique semi-log (Figure 2.3) avec l'axe des abscisses en  $t_{0f}$  donne le coefficient d'emmagasinement  $S_{3f}$  de l'aquifère :

$$S_{3f} = \frac{2.25Tt_{0f}}{r^2} \quad (2.31)$$

Cette valeur de  $S_{3f}$  diffère également de la vraie valeur  $S_3$  suite à l'erreur piézométrique commise (Figure 2.3).

Pour le pompage, Chapuis et Chenaf (1998) montrent ainsi qu'il est difficile d'obtenir l'erreur piézométrique, mais montrent néanmoins qualitativement l'effet du défaut de scellement sur les courbes de rabattement. Ces auteurs ont par contre proposé une détermination de l'erreur piézométrique lors de l'interprétation de la phase de remontée des essais de pompage comme il est montré dans la partie suivante.

### c) Détection du court-circuit hydraulique par l'interprétation de la remontée

#### ✓ Rappel des équations régissant la remontée après le pompage

Il convient tout d'abord de rappeler les équations qui régissent la remontée et qui permettent, tout comme la phase de pompage, de déterminer la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère.

Un premier calcul permet de déterminer la transmissivité par l'étude du rabattement résiduel.

Pendant la remontée, le rabattement mesuré est dit résiduel. Tout se passe comme si après la phase de pompage à un débit  $Q$ , on injectait un débit  $-Q$ . La charge dans l'aquifère se met à remonter pour reprendre ses valeurs initiales.

Theis (1935) a appliqué la méthode de superposition. Le rabattement résiduel noté  $s'$  s'écrit :

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} (W(u) - W(u')) \quad (2.32)$$

avec  $u = r^2 S / 4Tt$  et  $u' = r^2 S / 4Tt'$  où  $t$  est le temps qu'a duré le régime transitoire depuis le début de l'essai et  $t'$  le temps depuis l'arrêt du pompage.

Là encore, pour des valeurs faibles de  $u$  et de  $u'$  l'approximation de Cooper-Jacob (1946) peut être faite pour les deux séries (Équation 2.33).



$$s' = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (2.33)$$

La variation de  $s'$  par cycle logarithmique (décade)  $\Delta s'$  permet de calculer la transmissivité par :

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta s'} \quad (2.34)$$

Un second calcul permet de déterminer la transmissivité ainsi que le coefficient d'emménagement par l'étude des rabattements résiduel et prolongés.

Notons  $s_p$  le rabattement dit prolongé (obtenu par extrapolation de la courbe transitoire de Cooper-Jacob (1946) pour le pompage jusqu'au temps  $t'$ ), c'est-à-dire le rabattement qui aurait eu lieu si le rabattement avait continué jusqu'au temps  $t'$ . Les valeurs de  $T$  et  $S$  peuvent être obtenues par un graphique de  $s_p - s'$  en fonction du temps  $t'$  (Chapuis, 1992). La différence  $s_p - s'$  s'écrit alors :

$$s_p - s' = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{t'}{t_0}\right) = \Delta(s_p - s') \log\left(\frac{t'}{t_0}\right) \quad (2.35)$$

On tire alors les valeurs de  $T$  et de  $S$  :

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta(s_p - s')} \quad (2.36)$$

$$S = \frac{2.25Tt_0'}{r^2} = \frac{2.25Tt_0}{r^2} \quad (2.37)$$

✓ **Effet d'un court-circuit hydraulique et détection de celui-ci lors de la remontée**

Le raisonnement est le même que celui développé dans le cas du pompage, mais il s'applique à partir du temps  $t'$  lors de la remontée (Chapuis et Chenaf, 1998). La figure 2.4 représente la courbe de rabattement (différence  $s_p-s'$ ) du puits mal scellé comparée à celle d'un puits bien scellé lors de la phase de remontée.

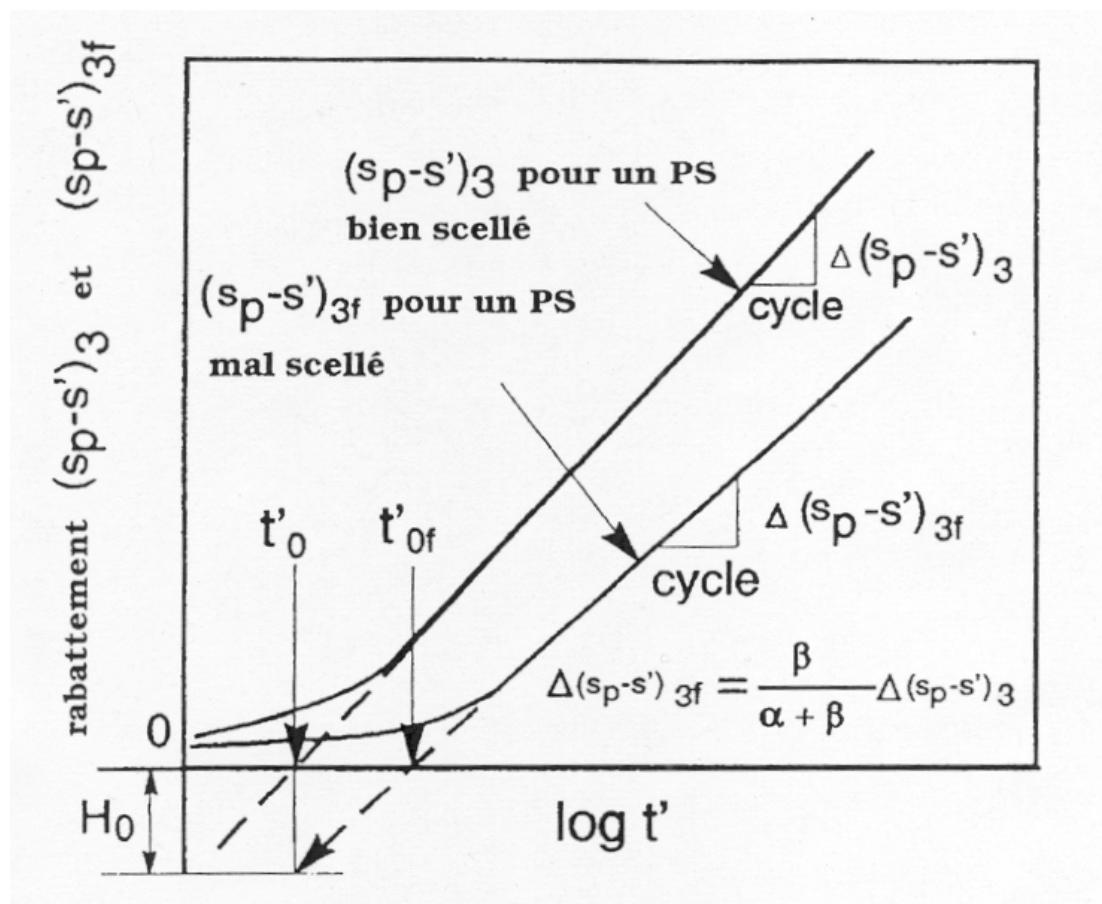


Figure 2.4 : Courbe de rabattement  $(s_p - s')$  dans un graphique semi-log du puits de surveillance (PS) mal scellé et comparaison avec celle d'un puits bien scellé lors de la phase de remontée (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).

L'augmentation de charge hydraulique (ou augmentation  $\delta s'_3$  du rabattement résiduel  $s'_3$ ) dans la zone d'influence de la fuite entre deux temps  $t_{j-1}'$  et  $t_j'$  s'écrit :

$$\delta s'_3 = s'_3(t'_j, r) - s'_3(t'_{j-1}, r) = \Delta s_3 \log\left(\frac{t'_j}{t_j}\right) - \Delta s_3 \log\left(\frac{t'_{j-1}}{t_0}\right) = \Delta s_3 \log\left(\frac{t'_{j-1}}{t_{j-1}}\right) \quad (2.38)$$

Les charges hydrauliques sont modifiées de la même valeur  $\delta s'_3$ , par conséquent (voir également équation 2.28) :

$$\delta s'_{3f} = \delta s'_{2o} = h'_{2o}(t_j, r) - h'_{2o}(t_{j-1}, r) = \left(\frac{\beta}{\alpha + \beta}\right) \delta s'_3 \quad (2.39)$$

Quand les conditions de Cooper-Jacob (1946) sont atteintes autour du puits de surveillance mal scellé, le rabattement résiduel  $s'_{3f}$  diminue proportionnellement par rapport à celui d'un puits parfaitement scellé. Le coefficient d'emmagasinement apparent  $S'_{3f}$  sera donné par le graphique de  $(s_p - s'_p)$  en fonction de  $\log t'$ .

$$S'_{3f} = \frac{2.25Tt'_{0f}}{r^2} \quad (2.40)$$

Cette valeur de  $S'_{3f}$  diffère de la vraie valeur  $S_3$  à cause de l'erreur piézométrique  $H_0$  qui est commise. Si on connaît  $H_0$ , la vraie valeur de  $S$  peut être calculée. Pour déterminer  $H_0$ , on réalise l'étude des rabattements résiduels.

Sur un graphique de  $s'$  en fonction de  $\log(t/t')$ , on reporte les points expérimentaux, et l'intersection de la droite avec l'axe des abscisses donne  $H_0$  (Figure 2.5).

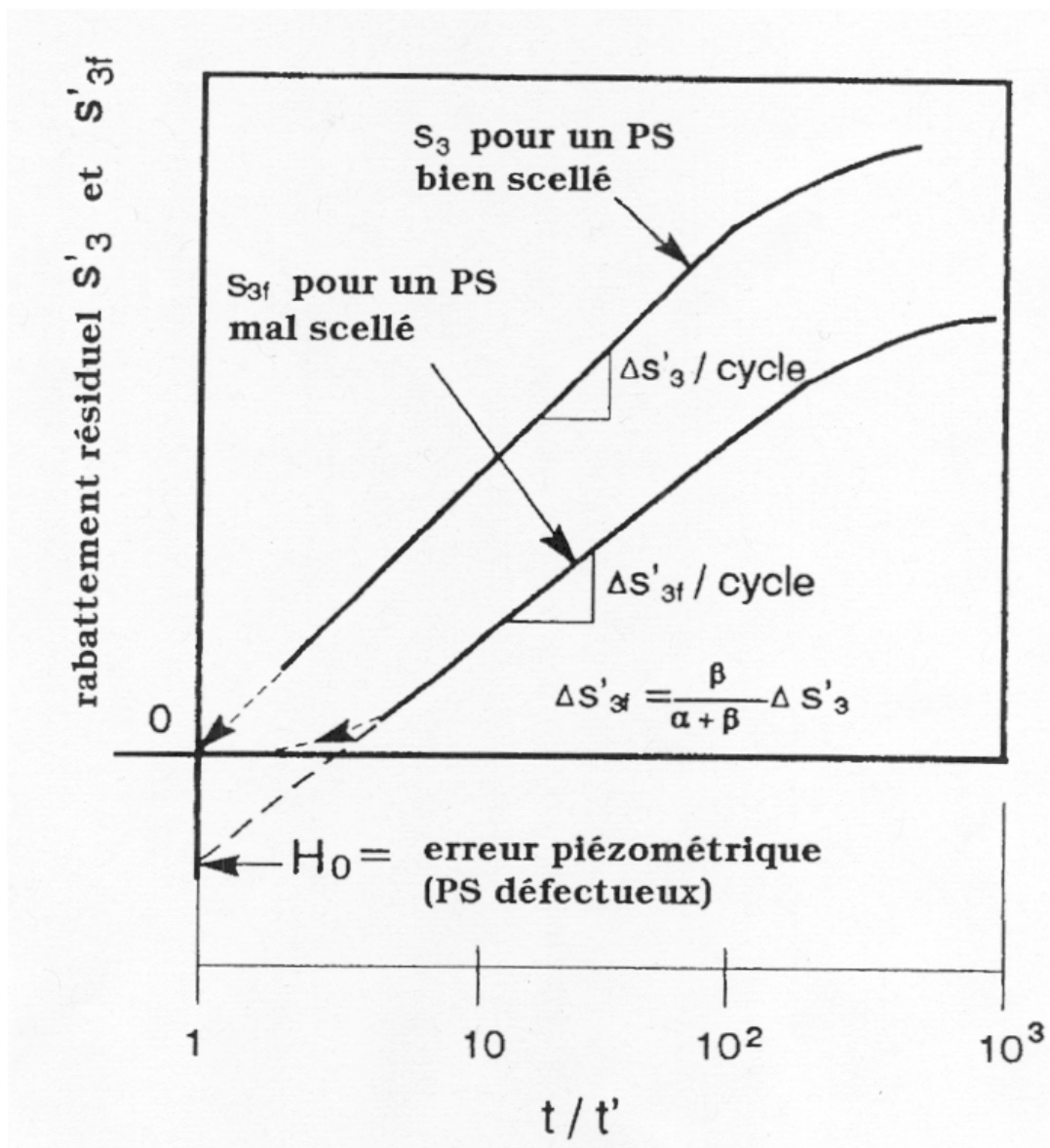


Figure 2.5 : Représentation en coordonnées semi-logarithmiques de la courbe de remontée  $s'$  versus  $t/t'$  du puits mal scellé comparée avec celle d'un puits bien scellé (tiré de Chapuis et Chenaf, 1998).

La droite  $s'$  vs.  $\log(t/t')$  a une pente  $\Delta s'_{3f}$  qui vaut :

$$\Delta s'_{3f} = \left( \frac{\beta}{\alpha + \beta} \right) \Delta s'_{3f} = \left( \frac{\beta}{\alpha + \beta} \right) \left( \frac{2.3Q}{4\pi T_3} \right) \quad (2.41)$$

avec  $T_3$  la transmissivité de l'aquifère à nappe captive pompé à un débit constant  $Q$ . La courbe de remontée d'un essai réalisé avec un puits mal scellé donne ainsi  $T_{3f}$  qui surestime donc la transmissivité réelle de l'aquifère. On a :

$$T_{3f} = \frac{2.3Q}{4\pi \Delta s'_{3f}} = \frac{(\alpha + \beta)T_3}{\beta} > T_3 \quad (2.42)$$

Ainsi, lors d'un essai sur le terrain, si la droite extrapolée ne passe pas par le point  $t'/t=1$ , on peut soupçonner la présence d'une erreur piézométrique, et donc l'existence d'un court-circuit hydraulique. Si après correction de  $H_0$ , les courbes de rabattement et de rabattement résiduel donnent des valeurs égales de  $T$  et  $S$  par rapport à celles calculées par les autres méthodes en pompage (méthode de Theis, 1935, et méthode de Cooper-Jacob, 1946), on peut conclure à la présence du court-circuit hydraulique. Une erreur systématique de  $H_0$  aura été faite sur la mesure des charges hydrauliques dans le puits de surveillance défectueux. En effet, le fait que la droite de  $s'$  versus  $\log(t/t')$  lors de la remontée ne passe pas par le point  $t'/t = 1$  est interprété comme une différence de la valeur de  $S$  pendant le pompage et la remontée. Nous interprétons alors cette différence entre les valeurs de  $(T, S)$  comme étant le résultat de l'erreur piézométrique  $H_0$  qui n'est pas la même dans un graphique  $\log(s)$  versus  $\log(t)$  de Theis (1935) et dans un graphique  $s$  versus  $\log(t)$  de Cooper et Jacob (1946). Si cette différence existe, il faut alors penser à un court-circuit hydraulique. On peut alors le vérifier avec le graphique de remontée pour les rabattements résiduels (figure 2.6). Si l'hypothèse de court-circuit hydraulique se confirme, toutes les valeurs  $(T, S)$  obtenues après

correction des niveaux piézométriques seront égales, ce qui montre que l'aquifère a des valeurs uniques de  $T$  et de  $S$  comme c'est le cas normalement.

#### **d) Discussion de la méthode de Chapuis et Chenaf (1998)**

Par la détermination de l'erreur piézométrique  $H_0$  avec l'essai de pompage interprété par sa remontée, il est ensuite possible de déterminer les propriétés du défaut de scellement par le calcul du produit  $k_2 \times D_2$  (équation 2.15), de la même manière qu'il était possible de le faire avec l'essai de perméabilité (Chapuis et Sabourin, 1989). À cet effet, on pourrait émettre les mêmes remarques que celles formulées en 2.1.1 c) à savoir qu'il est considéré dans ces deux études une géométrie bien particulière du défaut de scellement, peu réaliste. L'incidence du court-circuit hydraulique en terme de débit de fuite pour différentes valeurs de pompage de puits en exploitation ne peut pas être évaluée. Par ailleurs, l'interprétation de l'essai de pompage n'est pas toujours simple à réaliser sur le terrain et il existe des incertitudes quand à l'estimation des propriétés ( $T$  et  $S$ ) de l'aquifère. En effet, par exemple, l'éventualité d'avoir  $S' < S$  peut se vérifier pour d'autres raisons que le court-circuit hydraulique. En effet, ceci peut être observé lorsqu'un aquifère à nappe captive normalement consolidé subit pendant le pompage un tassement plus grand que son rebondissement lors de la remontée. Enfin, la méthode de Chapuis et Chenaf (1988) n'est valable que pour la détection de courts-circuits hydrauliques au niveau des puits d'observation, elle ne s'applique pas aux puits de pompage.

#### **2.1.4. Détection par diagraphies**

Les diagraphies encore appelées carottages géophysiques sont principalement utilisées pour mesurer in situ et en continu des paramètres physiques et hydrogéologiques qui permettent d'identifier et de positionner les divers niveaux géologiques, et d'apprécier leur éventuelle porosité (Sourisseau et al., 1998). Elles permettent également, dans

certains cas, de connaître les caractéristiques et les mouvements des fluides dans l'ouvrage de captage, mais surtout, elles peuvent donner des indications sur l'état des scellements de puits. Les carottages géophysiques comprennent essentiellement quatre types de mesures : le carottage électrique, les carottages radioactifs, le carottage acoustique, et le carottage thermique. Il est possible également de mesurer le diamètre de l'ouvrage ou de préciser la position des principales arrivées (aquifère) ou sorties d'eau (fuite), et d'inspecter visuellement le forage.

Le carottage acoustique consiste à mesurer la vitesse du son dans des formations géologiques. Il permet dans les formations étudiées d'établir des corrélations stratigraphiques et de mettre en évidence les zones de fractures. Cette méthode a été utilisée notamment par Yesiller et al. (1997) et Christman et al. (2002) pour évaluer la qualité du scellement des puits. Yesiller et al. (1997) ont mené des essais acoustiques sur le terrain pour trois puits afin d'évaluer la qualité du contact entre les scellements et la paroi des puits. La méthode acoustique est utilisée sans qu'il y ait besoin de perturber le scellement en place, les mesures sont effectuées à partir de l'intérieur du tubage des puits. Dans l'étude de Yesiller et al. (1997), différents types de scellement ont été mis en place autour des puits et des défauts de scellement ont été artificiellement créés afin de tester la méthode de détection acoustique. Les auteurs ont montré que la réponse acoustique change en fonction des conditions d'hydratation du ciment de bentonite composant le scellement. Lorsqu'une teneur en eau adéquate pour réaliser un bon scellement n'est pas atteinte, alors il est observé un mauvais contact entre la bentonite et le tubage du puits. Dans ces conditions, le défaut de scellement a pu être détecté, et les conditions de mise en place des scellements sont en accord avec les résultats observés après l'interprétation des carottages acoustiques.

D'autres auteurs ont proposé la réalisation des carottages radioactifs pour la détection des défauts de scellement de puits (Dunnivant et al., 1997). Les carottages radioactifs (ou nucléaires) consistent à mesurer la radioactivité naturelle ou provoquée des formations rencontrées dans un forage. La mesure de la radioactivité naturelle

(carottage par rayon gamma) est plus simple à mettre en œuvre que celle de la radioactivité provoquée (carottage par neutrons et gamma-gamma) qui implique la manipulation d'une source radioactive. La diagraphie gamma permet de localiser les niveaux argileux, les diagraphies neutron et gamma-gamma permettent d'estimer par calcul la porosité des formations. Dunnivant et al. (1997) ont montré que par la réalisation d'injections d'eau contenant un traceur radioactif, il était possible de suivre l'écoulement à travers un défaut de scellement en utilisant une sonde à neutrons et un système de mesure in situ par spectroscopie gamma.

L'intérêt des méthodes de détection indirectes des défauts de scellement reste limité car elles ne sont pas toujours très performantes, et surtout, elles sont très coûteuses. De plus, la détection d'un défaut de scellement ne permet pas de conclure à la possibilité d'un court-circuit hydraulique (Chapuis, 1998). En effet, un défaut de scellement peut être détecté sans pour autant qu'il y ait une connexion inter-aquifères avec une possibilité de contamination croisée.

### **2.1.5. Études numériques de l'influence des défauts de scellement de puits**

Lacombe et al. (1995) ont développé et réalisé une étude numérique par éléments finis de l'influence d'une conduite (représentant un défaut de scellement de puits par exemple) reliant deux aquifères séparés par un aquitard (Figure 2.6). L'intérêt de ces simulations est de quantifier le transport des contaminants d'un aquifère vers l'autre sous l'effet d'un gradient naturel ou induit (injection ou pompage).

Les simulations considèrent un transport par advection-dispersion du contaminant, ce qui est rarement considéré dans les solutions analytiques. Certains paramètres peuvent être modifiés afin d'en juger l'influence : caractéristiques du forage, gradient hydraulique vertical entre les aquifères, position du forage...

Les résultats obtenus montrent que le contaminant peut migrer rapidement d'un aquifère vers l'autre sous l'effet d'un gradient vertical. Dans certains cas, il est montré



que le panache de contamination existant dans un des aquifères peut migrer complètement dans l'autre. Il est montré également qu'une injection dans l'aquifère inférieur peut créer un écoulement ascendant et déplacer le contaminant vers l'aquifère supérieur ordinairement isolé.

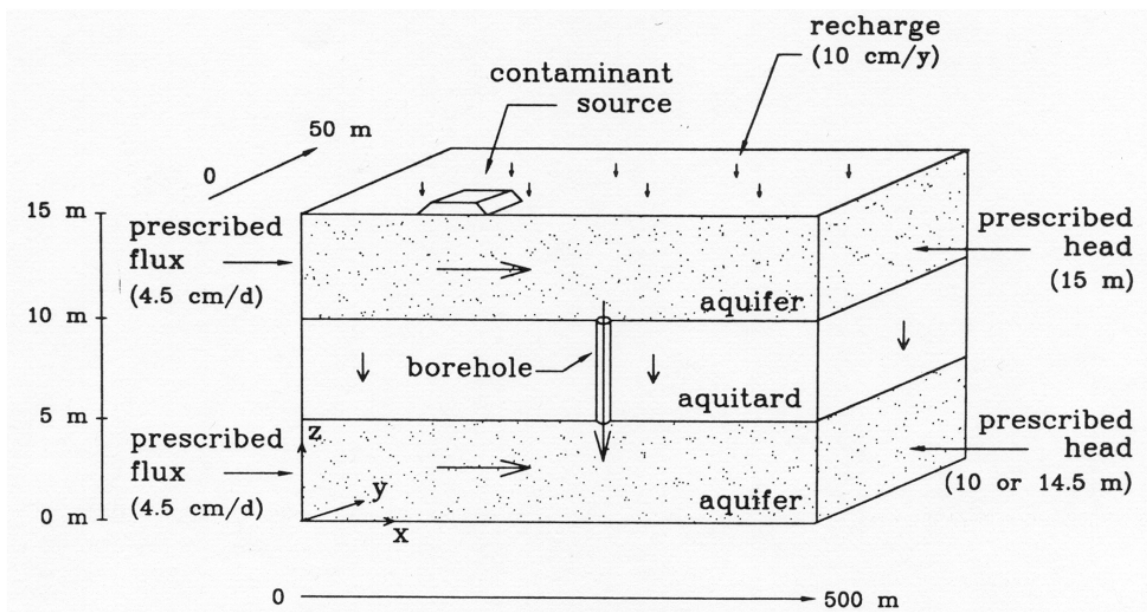


Figure 2.6 : Contexte hydrogéologique modélisé par éléments finis (tiré de Lacombe et al., 1995).

L'étude de Lacombe et al. (1995) propose donc des scénarii de contamination croisée entre aquifères, en mettant en évidence l'importance de telles contaminations à partir de situations simulées.

Une autre étude numérique a été menée par Pekarun et al. (1998) où l'importance de la conductivité hydraulique des scellements de puits a été mise en évidence par une étude 3D à partir des modèles de transport de contaminants MODFLOW et MT3D (Figure 2.7).

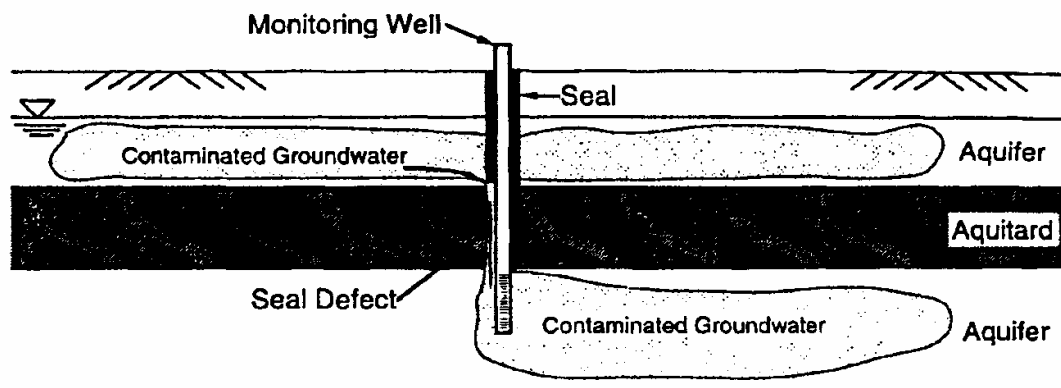


FIG. 1. Ground Water Contamination Caused by Seal Defect

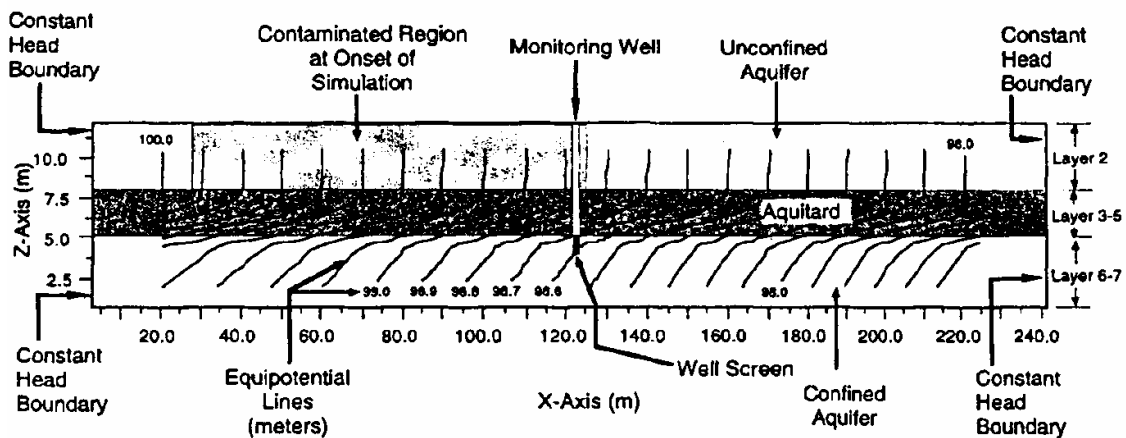


Figure 2.7 : Coupe représentant le contexte hydrogéologique simulé (tiré de Pekarun et al., 1998).

La question soulevée par ces auteurs est de savoir dans quelle mesure un défaut de scellement de puits nécessite-t-il de mettre en œuvre un plan de protection des eaux souterraines. Les modèles numériques ont été utilisés pour simuler le transport advectif de contaminants à proximité d'un puits qui pénètre deux aquifères séparés par une formation moins perméable (aquitard). Il est considéré que l'aquifère inférieur peut être potentiellement contaminé par l'aquifère supérieur par l'intermédiaire d'un écoulement préférentiel au niveau de l'aquitard ou du scellement du puits.

Les implications pratiques suivantes ont été déduites des résultats numériques :

➤ Il s'avère tout d'abord que la conductivité hydraulique du scellement de puits doit être inférieure ou égale à la plus faible des conductivités hydrauliques des deux aquifères afin de minimiser l'impact d'une contamination croisée. Les aquitards peu épais nécessitent des scellements de bonne qualité présentant de faibles conductivités hydrauliques. Cependant, des scellements plus perméables sont acceptables à condition que l'aquitard soit plus perméable (l'effet d'un défaut de scellement est alors moins visible, et l'impact de cette contamination moins important). Par ailleurs, il est relevé que si la conductivité hydraulique du scellement est plus élevée que celle de l'aquitard, la contamination augmentera dans l'aquifère inférieur initialement non contaminé ou peu contaminé, à la fois à proximité du puits, mais aussi en aval de l'écoulement régional de l'aquifère inférieur (Figure 2.8). Le niveau de contamination sera ainsi d'autant plus élevé que la conductivité hydraulique du scellement sera élevée (ou encore que le défaut de scellement sera important).

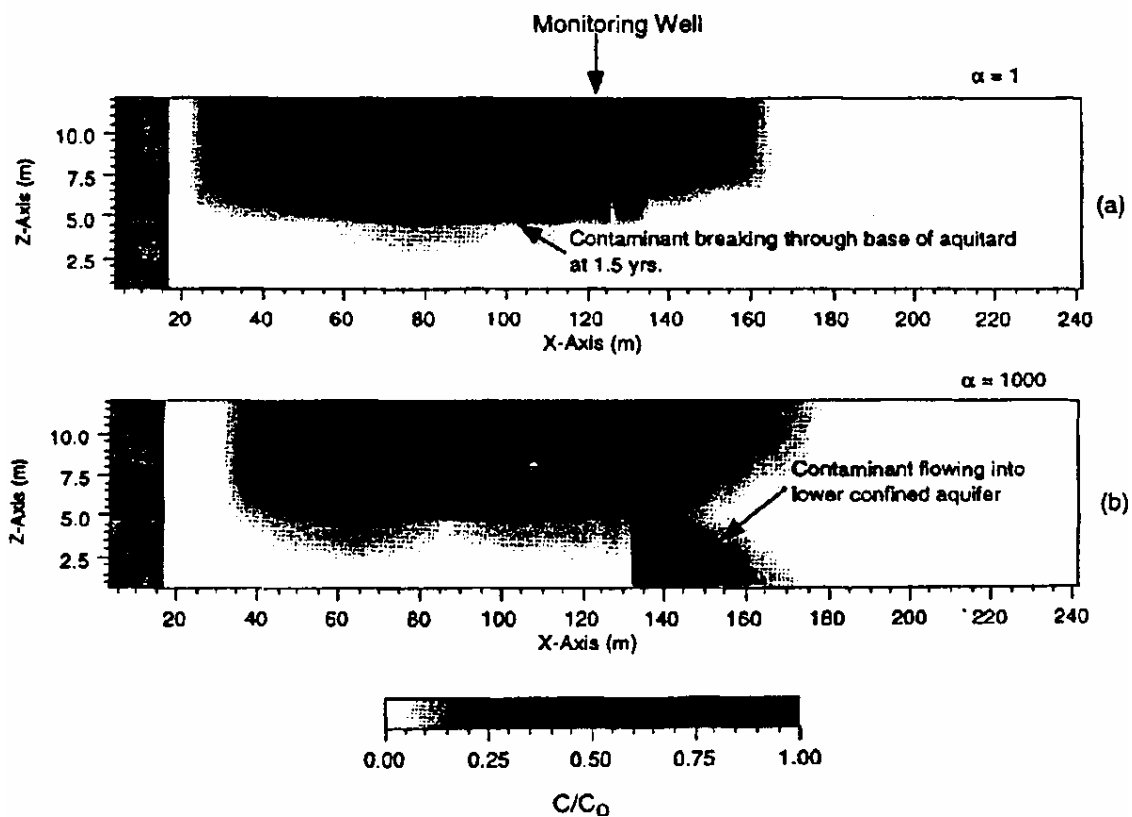


Figure 2.8 : Panache de contaminant modélisé 1.5 ans après la mise en place du puits défaillant pour une situation sans pompage (tiré de Pekarun et al., 1998).

- Les scelllements ne doivent pas nécessairement être plus longs que l'aquitard à travers lequel ils pénètrent ; l'importance doit être accordée à la qualité du scellement dans les aquitards, et moins au fait que le scellement devrait être mis en place au dessus de l'aquitard au niveau de l'aquifère supérieur.
- Les défauts de scellement qui sont occlus au sein de l'aquitard ou qui ne connectent pas les deux aquifères ne génèrent pas d'écoulement préférentiel, et de ce fait, seulement les défauts de scellement continus, qui traversent tout l'aquitard, ont un impact de contamination et doivent ainsi être restaurés.

Enfin, les auteurs suggèrent que les scellements de puits devraient être systématiquement inspectés après construction, mais aussi plus tard de façon périodique afin de s'assurer de l'isolation hydraulique des aquifères.

### **2.1.6. Conclusion sur les méthodes de détection des défauts de scellement**

Aucune méthode permettant de localiser le défaut de scellement, d'évaluer le débit de fuite et les quantités de contaminant qui transitent entre les deux aquifères en passant par le court-circuit hydraulique n'est connue. La résolution de ce problème est l'objet de la thèse présentée. Quant aux études numériques, elles permettent d'évaluer l'impact des courts-circuits hydrauliques à partir d'exemples, mais elles ne sauraient donner des outils de détection systématique des défauts de scellement de puits applicables à n'importe quel cas de figure.

## **2.2. Autres cas de courts-circuits hydrauliques**

D'autres cas de courts-circuits hydrauliques, ne traitant pas des défauts de scellement de puits ont été abordés par différents auteurs. Il ressort deux types d'études, celles concernant des puits abandonnés mal rebouchés, et celles avec d'autres types de connexions entre aquifères. Ces différentes situations sont présentées dans cette partie.

### **2.2.1. Écoulement entre des aquifères à travers un puits ouvert**

Silliman et Higgins (1990) ont étudié le cas où deux aquifères confinés séparés sont mis en relation par un puits ouvert qui les pénètre complètement (Figure 2.9). Ils ont étudié le problème en terme de débit de fuite entre les aquifères en régime permanent, afin de quantifier le risque de contamination si un des aquifères est contaminé alors que l'autre représente une source d'eau potable.

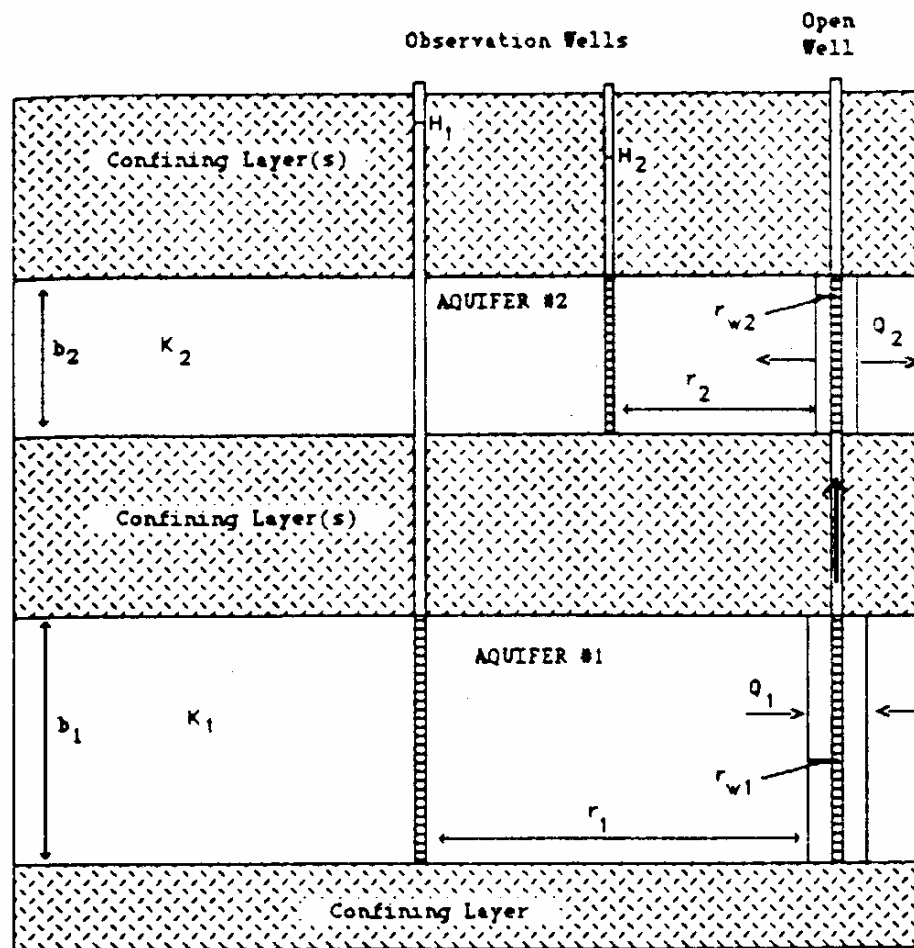


Figure 2.9 : Mise en relation de deux aquifères par deux puits ouverts (tiré de Silliman et Higgins, 1990).

La solution analytique développée dérive de la solution de Thiem (1906) qui régit en régime permanent le débit à travers un aquifère confiné. La solution tient compte également d'un terme de pertes de charge hydraulique dans le puits. Le cas du calcul du débit de fuite entre un aquifère à nappe libre et un aquifère à nappe captive est également présenté. L'objectif visé par ces auteurs est de déterminer si en absence de pompage, une contamination importante a lieu dans l'aquifère non contaminé à partir de l'aquifère contaminé.

Une limitation importante de leurs travaux est que le calcul analytique nécessite la connaissance des conductivités hydrauliques des aquifères et de leurs épaisseurs, mais également du rayon d'influence des aquifères. Enfin, dans le cas qui nous intéresse ici sur les défauts de scellement de puits, le puits ouvert ne peut pas être représentatif d'un défaut de scellement pour lequel une conductivité hydraulique doit être affectée, et dont les caractéristiques géométriques sont inconnues.

Des exemples d'interconnexions entre aquifères via des puits ouverts ont été décrits sur des sites du Manitoba au Canada (Betcher et Ferguson, 2003). Leur analyse est surtout descriptive. Ils décrivent les impacts provoqués par une mise en relation de la formation aquifère de Winnipeg avec la formation aquifère du sud-est du Manitoba sus-jacente engendrée par le forage de 1500 puits installés en tant que puits ouverts. La conséquence est une diminution de l'artésiennisme de l'aquifère de Winnipeg (pertes de charge hydraulique) et une dégradation de la qualité de l'aquifère du sud-est du Manitoba. Betcher et Ferguson (2003) donnent également une estimation du débit global de fuite entre les deux formations aquifères à partir de la solution analytique de Silliman et Higgins (1990)

### **2.2.2. Écoulement inter aquifères à travers une conduite cylindrique poreuse : solutions analytiques et application à des sites d'essais nucléaires souterrains**

Des solutions analytiques simplifiées pour un écoulement en régime permanent le long d'une conduite cylindrique (remplie d'un matériau poreux) de grand diamètre et reliant plusieurs aquifères (Figure 2.10) sont données par Brikowski (1993).

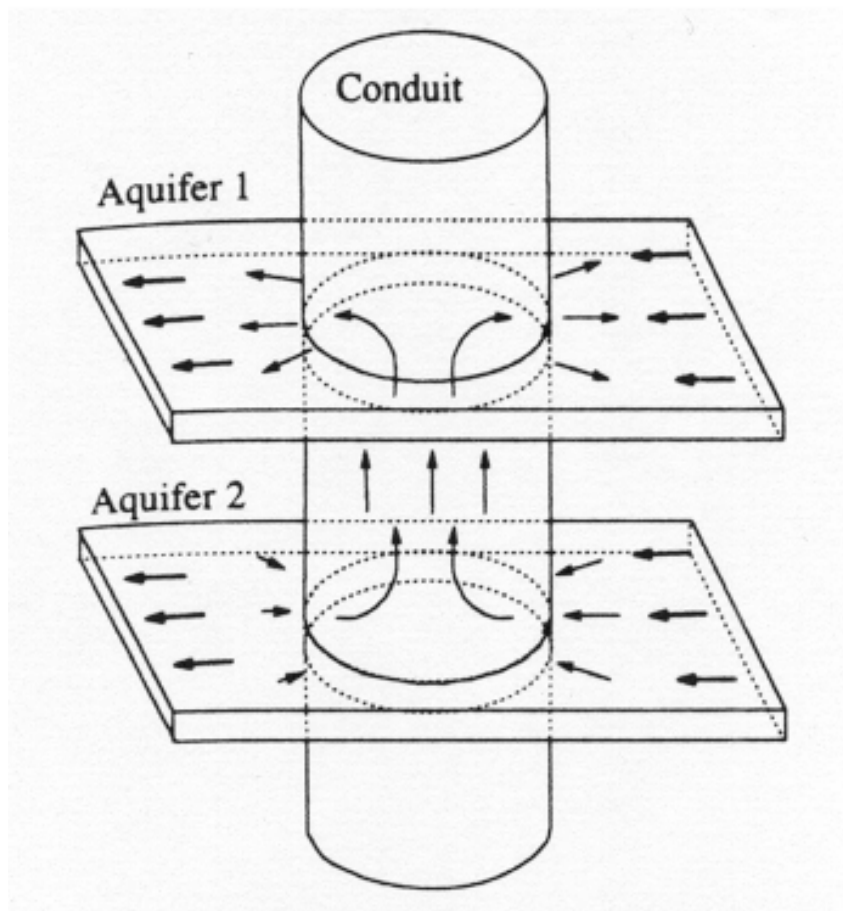


Figure 2.10 : Exemple d'écoulement inter aquifères à travers une conduite elle même représentée par un aquifère cylindrique (tiré de Brikowski, 1993).

Brikowski (1993) montre que ces écoulements dépendent essentiellement de la transmissivité de la conduite et de la différence de charge hydraulique entre les aquifères. L'écoulement de fuite a une certaine importance seulement si les transmissivités de la conduite et des aquifères sont du même ordre de grandeur (même remarque que Pekarun et al. (1998) dans le cas d'un défaut de scellement de puits). L'auteur donne un exemple qui s'applique à des sites d'essais nucléaires souterrains, où les explosions peuvent créer des conduites de tel type reliant plusieurs aquifères auparavant bien isolés.



### 2.2.3. Cas des puits abandonnés et mal rebouchés

Avci (1992) établit les équations de l'écoulement permanent le long d'un forage mal rebouché qui relie deux aquifères séparés par un aquitard (Figure 2.11). La distribution de la charge hydraulique dans les aquifères qui en résulte est également établie. Il développe les équations d'écoulement en régime permanent par des séries entières.

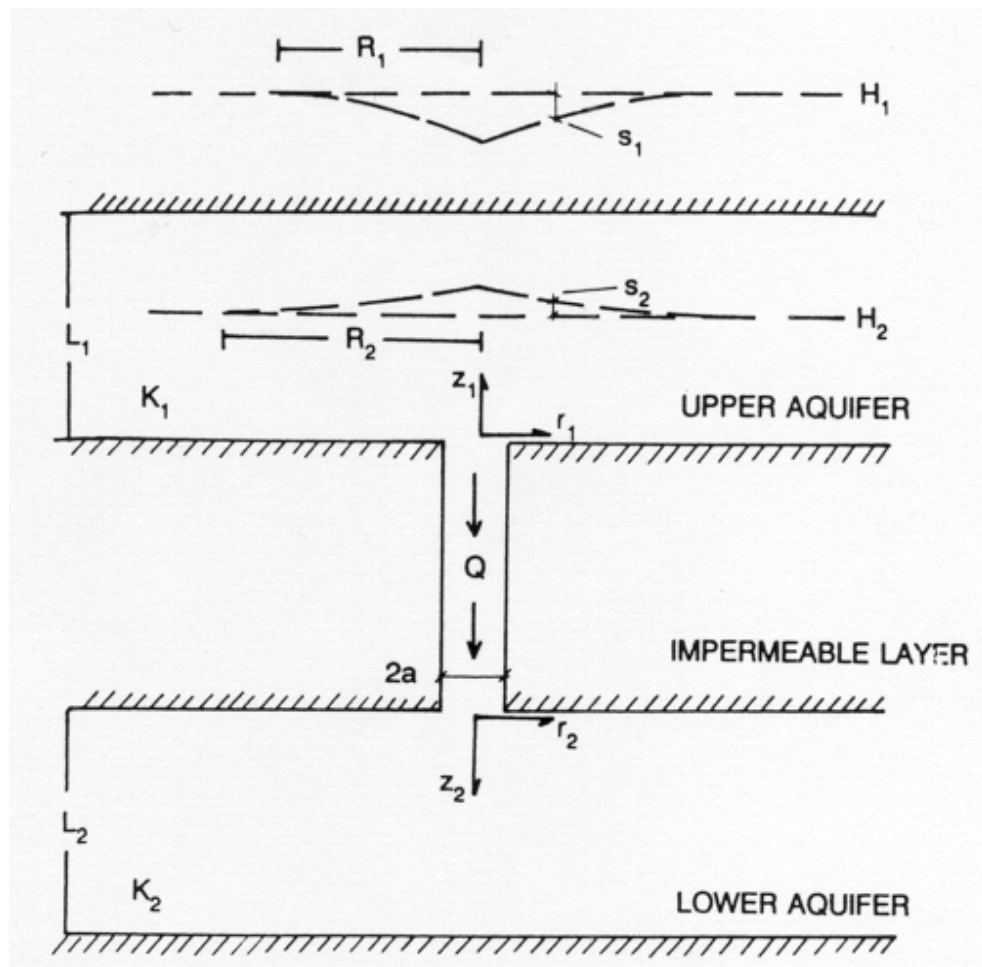


Figure 2.11 : Schéma d'un trou de forage mal rebouché foré à travers une couche imperméable séparant deux aquifères à nappe captive (tiré de Avci, 1992).

L'analyse se rapporte à des aquifères formés de sédiments non consolidés qui peuvent s'écrouler dans le trou de forage et le remplir lorsque l'équipement de forage est retiré.

Avci (1992) identifie deux paramètres qui restent souvent inconnus et qui influencent le débit s'écoulant d'un aquifère vers l'autre : le rayon d'influence de l'écoulement de fuite dans les deux aquifères et le degré de résistance à l'écoulement du matériau remplissant le forage.

Une autre étude menée par Avci (1994) évalue analytiquement dans un même contexte (forages mal rebouchés et puits abandonnés) l'importance de l'écoulement transitoire le long de conduites artificielles reliant deux aquifères et la distribution de charge hydraulique qui en dérive. Deux cas sont traités : l'effet d'un gradient artificiel créé par une injection ayant lieu dans un des aquifères et l'effet d'un gradient naturel existant entre deux aquifères à nappe captive (Figure 2.12).

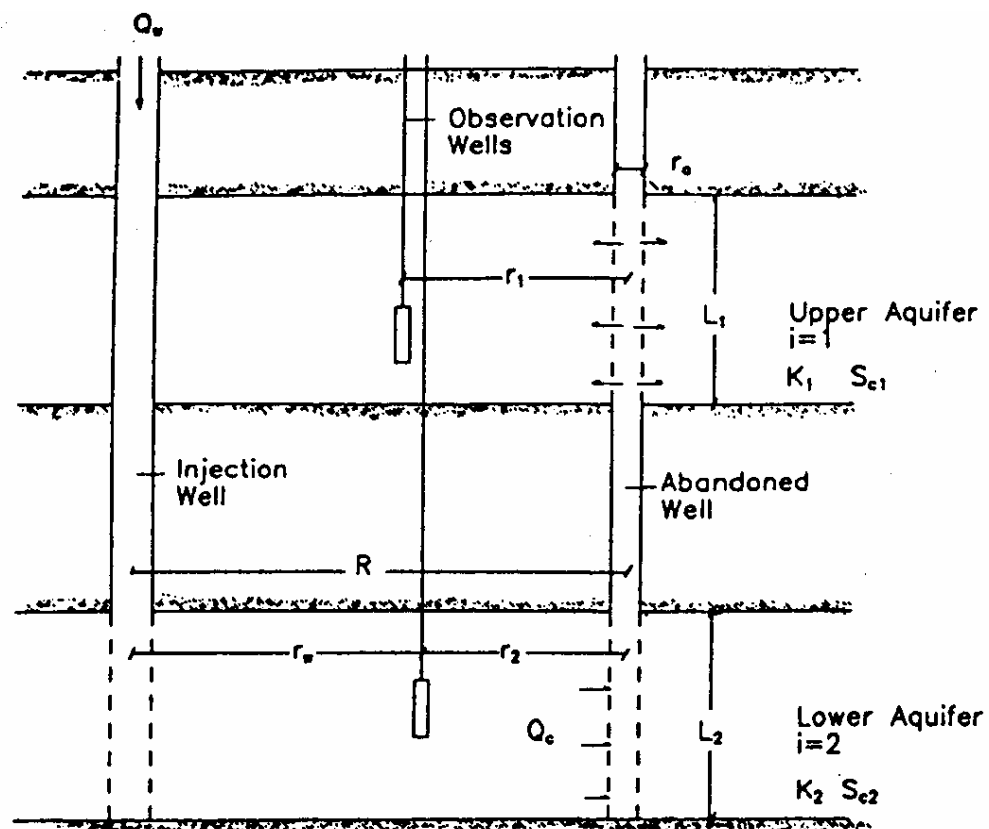


Figure 2.12 : Contexte hydrogéologique considéré par Avci (1994) pour l'étude de l'écoulement préférentiel au niveau des puits abandonnés (tiré de Avci, 1994).

Deux types de conduites artificielles sont considérées dans l'étude : puits abandonné pénétrant complètement les deux aquifères et ouvert des deux côtés, et forage mal rebouché reliant les deux aquifères, mais ne les pénétrant pas complètement. Cette étude se rapproche de celle effectuée par Javandel et al. (1988). La différence est que ces derniers auteurs considèrent les propriétés de l'aquifère où on injecte des fluides de rejet sans tenir compte de la résistance à l'écoulement de l'aquifère vers lequel les fuites se dirigent. L'analyse de Avci (1994), par contre, tient compte des propriétés hydrogéologiques des deux aquifères reliés par le puits abandonné ou le forage mal rebouché. Les résultats de cette analyse indiquent que la résistance hydraulique créée par l'aquifère supérieur ne peut pas être négligée. Les fuites à travers un forage mal rebouché se révèlent être inférieures à celles correspondantes à un puits abandonné. Cela était prévisible si on considère les différences en terme de surface de décharge entre les deux situations. Les fuites à travers un forage sont plus difficiles à détecter parce qu'elles occasionnent des anomalies de charges hydrauliques plus faibles que dans le cas des puits abandonnés.

Le cas des puits abandonnés situés au voisinage de puits d'injection de rejets liquides constitue un problème important soulevé notamment par Javandel et al. (1988) et par Nordbotten et al. (2004). Les aquifères salés profonds, inexploitable pour la production d'eau potable constituent des formations dans lesquelles des déchets liquides peuvent être stockés et contenus, sans nuire à l'environnement. L'injection a lieu en général dans des bassins sédimentaires pour lesquels des explorations ou des productions de gaz et de pétrole ont été effectuées. Ce passé indique alors qu'il peut exister des puits abandonnés (ayant servi à l'exploration ou à l'exploitation) à proximité des puits d'injection de rejets liquides. Ces puits abandonnés constituent une cause possible de contamination croisée entre les rejets injectés dans des aquifères profonds et des aquifères plus superficiels susceptibles d'être exploités (Figure 2.13).

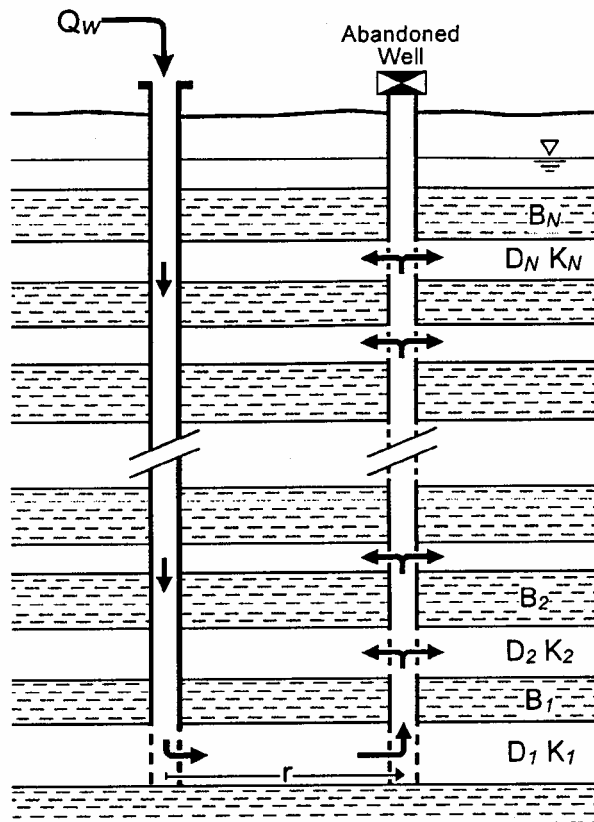


Figure 2.13 : Description du système multi-couches aquifères/aquitards instrumenté par un puits d'injection et un puits abandonné (tiré de Nordbotten et al., 2004).

La caractérisation de tels systèmes et en particulier la détection d'une possibilité de mise en communication des aquifères par des puits abandonnés doit faire l'objet d'une étude préliminaire avant d'entreprendre les injections de déchets liquides toxiques. Dans un système de plusieurs aquifères profonds superposés, des puits abandonnés, des défauts de scellement de puits, mais encore des fractures dans des rocs peuvent engendrer des problèmes de contamination croisée entre aquifères. Si la contamination n'est pas initialement détectée, de telles mises en relation entre aquifères ne sont pas apparentes tant que la contamination dans les aquifères exploités est suffisamment diluée ou n'a pas encore atteint des niveaux détectables.

Nordbotten et al. (2004) ont développé une solution analytique générale qui permet d'évaluer le débit de fuite lors d'une contamination croisée entre une formation aquifère où une injection est réalisée et un aquifère sus-jacent, à travers un système de puits multiples.

### **2.3. Moyens de prévention du court-circuit hydraulique par un défaut de scellement de puits**

Une étude a été réalisée par Morin et al. (1988) dont l'objectif était d'identifier les méthodes de forage qui favorisent la perturbation de l'aquitard en place, et donc la possibilité de court-circuit hydraulique. Trois techniques ont été étudiées par diagraphie afin de détecter des variations locales à petite échelle des caractéristiques et des propriétés de la formation traversée :

- Tubage installé dans un trou excavé à la boue bentonitique (1),
- Tubage installé dans un trou foré à la tarière (2),
- Tubage installé par un battage depuis la surface du sol (3).

Le site étudié se trouve à Cape Cod (Massachusetts) et présente des dépôts non consolidés. Il est rappelé que le court-circuit hydraulique prend le plus souvent place à la périphérie du scellement, à son contact avec l'aquitard (où le sol a été délavé ou endommagé par les opérations d'installation et de développement du puits), plutôt que dans le scellement lui-même.

Les conclusions tirées par les auteurs sont les suivantes :

- Le trou foré à la tarière (2) produit le plus d'endommagements au sol (par rotation de la tête de forage), favorisant ainsi les possibilités de court-circuit hydraulique.

- La technique (1) est celle qui est la moins destructive et pour laquelle la qualité du scellement est la meilleure, car la mieux contrôlée. Cette technique est donc celle qui prévient le mieux des courts-circuits hydrauliques.
- La technique (3) produit des résultats intermédiaires entre les deux autres techniques.

Il faut également signaler que la technique (1) n'est en général pas utilisée sur le terrain, à moins que l'aquifère à exploiter soit très peu profond. La technique (2) est la plus utilisée, notamment pour l'installation des puits d'observation, c'est en effet celle qui produit les meilleurs rendements car cette technique est la plus rapide s'il n'y a pas de blocs et la moins coûteuse. La technique (3) est donc celle en général la plus lente et la plus coûteuse sur le terrain, et cette technique est malheureusement de moins en moins utilisée, ce qui augmente les risques de courts-circuits hydrauliques au profit de gains économiques pour l'installation des puits.

Il peut également être conclu des travaux de Morin et al. (1988) qu'en général, un scellement partiel du tubage du puits n'est pas à conseiller. Une solution avec un scellement complet le long du tubage est bien meilleure et diminue les risques de court-circuit hydraulique.

Dans un but de prévention des défauts de scellement liés à la qualité du scellement lui-même, et non pas à la destruction de l'aquitard liée à la technique de forage, des études de laboratoire ont été réalisées par Lutenegger et De Groot (1994). Ces auteurs s'intéressent aux propriétés hydrauliques des scellements, en recherchant le type de scellement présentant la conductivité hydraulique la plus faible, donc assurant la meilleure étanchéité possible (Figure 2.14). Ils ont pour cela effectué une série d'essais de perméabilité au laboratoire sur toute une gamme de types de bentonites vendues commercialement comme matériel de scellement, ainsi que sur des mélanges sol/bentonite habituellement utilisés. Pour la facilité de mise en place et la bonne efficacité de ce type de scellement, ces auteurs recommandent les boulettes de

bentonite, à condition qu'il y ait suffisamment d'eau disponible pour permettre leur hydratation une fois la mise en place.

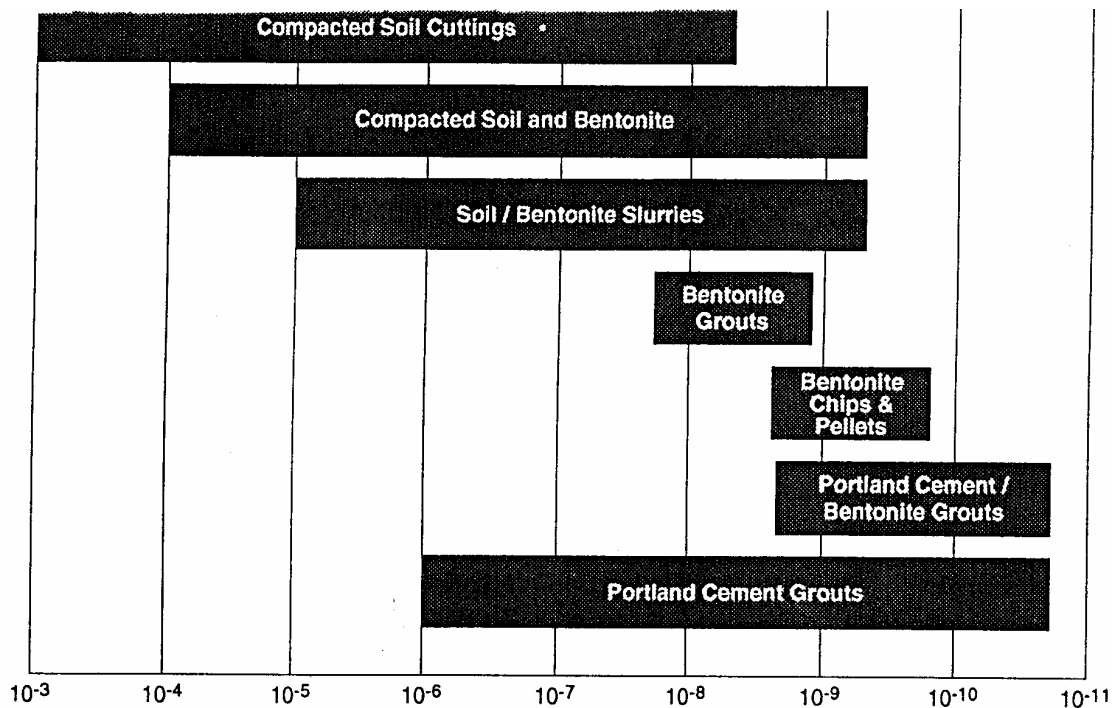


Figure 2.14 : Gammes de conductivités hydrauliques rencontrées pour les différents types de scellement de puits (tiré de Lutenegeer et De Groot, 1994).

#### 2.4. Discussions sur les travaux réalisés et objectifs à atteindre

Différentes situations dues à des courts-circuits hydrauliques ont été étudiées avec plusieurs outils. On peut relever deux types de méthode de détection de court-circuit hydraulique : les méthodes directes et les méthodes indirectes. Cependant, ces méthodes présentées par les auteurs depuis les années 1980 présentent plusieurs désavantages :

- Elles ne sont pas toujours représentatives de cas réels car elles considèrent uniquement des problèmes dont les caractéristiques sont bien définies.

- Les caractérisations de courts-circuits hydrauliques sont parfois trop partielles et ne permettent pas une compréhension du phénomène, ni même une quantification juste de celui-ci.
- La base mathématique de certaines méthodes est trop compliquée, ce qui exclut toute mise en application pratique. Certains paramètres nécessaires aux calculs analytiques ne peuvent pas être déterminés sur le terrain à cause d'un trop grand nombre d'incertitudes.
- Les démarches envisagées ne peuvent être applicables sur le terrain en raison de contraintes économiques ou pratiques trop importantes.

Il peut donc être conclu qu'il n'existe pas d'une part de méthode simple de détection d'un défaut de scellement et de la possibilité de contamination croisée qu'il peut engendrer. Il n'existe pas d'autre part de quantification fiable en terme de débits de fuite. Enfin, le problème de la caractérisation des propriétés du défaut de scellement n'est abordé que pour des cas particuliers simples. Il reste donc à trouver une méthode générale de caractérisation du défaut de scellement applicable dans un cadre hydrogéologique le plus large possible. Ceci implique que les bases mathématiques de cette méthode devront également être simples. Enfin, le nombre de données à acquérir sur le terrain devra être le plus limité possible, et il faudra s'assurer de la fiabilité des outils de mesure pour limiter les incertitudes de la méthode.



## **CHAPITRE 3**

### **VISUALISATION EXPÉRIMENTALE DU COURT-CIRCUIT HYDRAULIQUE**

Ce chapitre a pour but de présenter une visualisation à petite échelle du court-circuit hydraulique. Pour cela, un montage expérimental permet notamment de visualiser directement le phénomène de contamination croisée à l'aide du suivi d'un traceur coloré à travers un système hydrogéologique miniaturisé reconstitué au laboratoire. Une expérimentation à partir de ce montage a permis ensuite de comparer visuellement le comportement du traceur dans le système avec celui obtenu par analyse numérique à l'aide des logiciels SEEP/W et CTRAN/W (Geo-slope International, 2002). Cette comparaison, entièrement qualitative, permet de façon préliminaire de valider l'outil numérique choisi.

#### **3.1. Présentation du montage**

Afin de visualiser à petite échelle un court-circuit hydraulique, il a été construit une maquette représentée par un modèle physique dont les parois sont en plexiglas (Figure 3.1). Dans ce montage sont reconstitués les différents éléments du contexte du court-circuit hydraulique qui ont été décrits lors des précédents chapitres. Ce modèle physique a une longueur de 57 cm, une hauteur de 38 cm et une épaisseur de 2 cm. Sa faible épaisseur permet une visualisation en deux dimensions. A l'intérieur sont placées de petites billes de verre (dont le diamètre vaut environ 0.25 mm) représentant les deux aquifères, un silt représentant l'aquitard, ainsi que le puits (en plexiglas) et le court-circuit hydraulique (petite conduite comblée de billes de verre). Les aquifères et l'aquitard ont une hauteur identique de 12 cm, une longueur de 53 cm et une épaisseur de 1.23 cm.

Il est possible de suivre à travers le plexiglas le devenir d'un produit coloré injecté dans le système. Là encore, la transparence des billes de verre permet de suivre la progression d'un produit coloré dans les aquifères connectés.

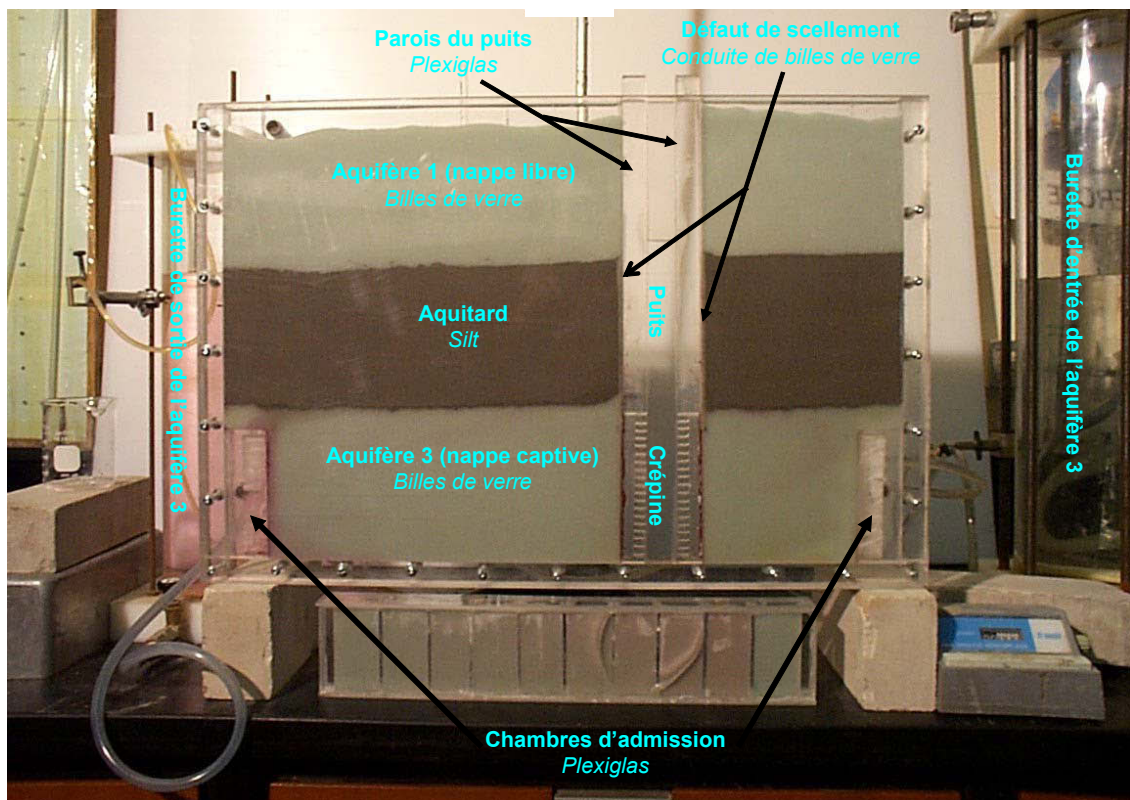


Figure 3.1 : Photographie montrant le montage expérimental du modèle physique en plexiglas à deux dimensions.

L'aquifère 3 peut être soumis à un gradient hydraulique horizontal par l'intermédiaire de deux burettes reliées à ses extrémités. L'écoulement horizontal dans cet aquifère est ainsi contrôlé par les niveaux d'eau des burettes. Deux chambres d'admission (plaquettes de plexiglas évidées et collées entre les deux plaques de la boîte aux extrémités de l'aquifère) permettent la connexion entre les burettes et l'aquifère 3. Un pompage est possible dans le puits, le débit pourra être déterminé par le volume d'eau récupéré dans un bécher et mesuré au bout d'un temps donné.

Le puits qui instrumente l'aquifère 3 est représenté par deux baguettes de plexiglas qui sont collées entre les parois internes de la boîte. Ces baguettes sont perforées à leur base en contact avec la couche de billes de verre inférieure de l'aquifère 3 afin de simuler une crépine. La porosité des perforations est d'environ 30 %. Un grillage est apposé à l'interface aquifère/crépine afin d'éviter un colmatage de la crépine par les billes de verre. On notera que la charge dans l'aquifère 3 (aquifère à nappe captive) au niveau du puits est directement lue par le niveau d'eau dans le puits. La base de l'aquifère 3 sera prise comme origine des charges hydrauliques.

Le défaut de scellement est représenté par deux petites couches de billes de verre de part et d'autre des baguettes de plexiglas du puits au contact avec l'aquitard. Leur largeur est de 5 mm. C'est par ces couches que transitent les eaux entre les deux aquifères lors du court-circuit hydraulique.

L'aquifère à nappe libre (aquifère 1) a une charge maintenue constante par un système de trop-plein, et les deux parties de l'aquifère de part et d'autre du puits sont mises en relation par un branchement entre les deux.

Dans la partie qui suit sont données les caractéristiques des matériaux (billes de verre et silt) utilisés.

### **3.2. Propriétés des matériaux**

La détermination des propriétés des matériaux utilisés (billes de verre et silt) permettra d'utiliser ces paramètres afin d'effectuer des simulations numériques des écoulements à travers le montage de la figure 3.1. Les résultats numériques pourront ensuite être comparés aux observations faites à l'aide du traceur coloré. Signalons que billes de verre et silts seront des milieux considérés homogènes.

### 3.2.1. Billes de verre

#### ➤ Granulométrie

Le fabricant donne une granulométrie des billes de verre allant de 210  $\mu\text{m}$  à 297  $\mu\text{m}$  (Figure 3.2). Ceci ne représente pas un écart très important, les billes de verre ont une granulométrie pratiquement linéaire (très faible étalement car le matériau artificiel est très uniforme). Les caractéristiques granulométriques des billes de verre sont ainsi les suivantes :  $D_{60} = 0.256 \text{ mm}$ ,  $D_{15} = 0.220 \text{ mm}$ ,  $D_{10} = 0.210 \text{ mm}$ , et  $D_5 = 0.205 \text{ mm}$ . Par conséquent, le coefficient d'uniformité défini par :  $C_u = D_{60}/D_{10}$  vaut 1.22, ce qui signifie que le matériau est constitué de particules très uniformes.

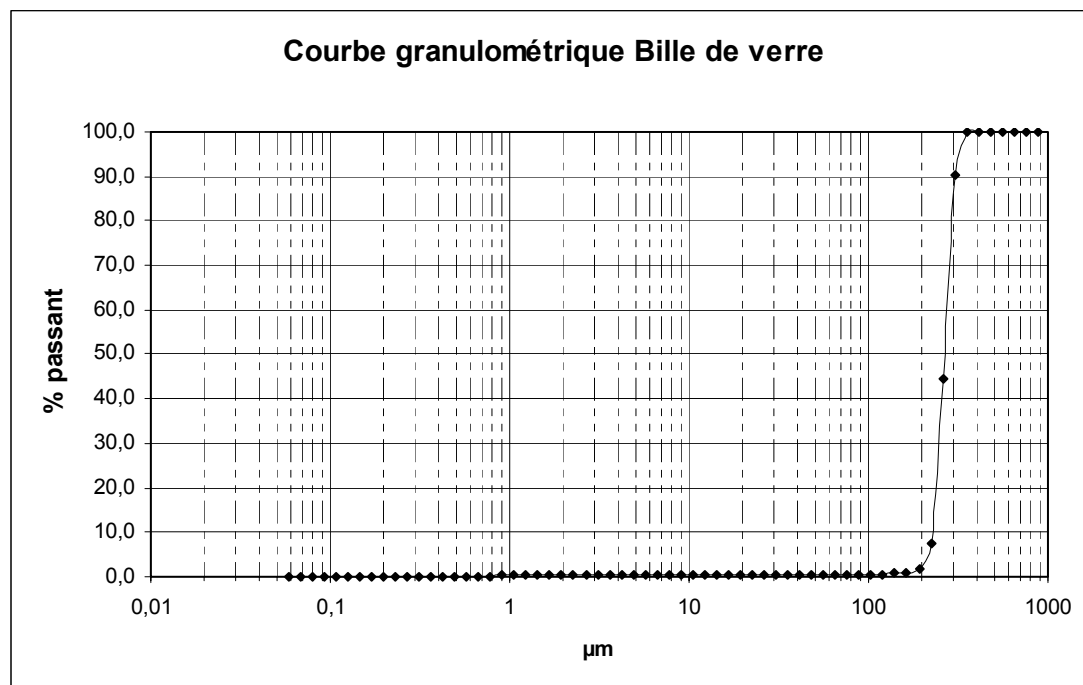


Figure 3.2 : Courbe granulométrique des billes de verre constituant les aquifères et le défaut de scellement.

#### ➤ Densité et indice des vides

La densité des billes de verre a été mesurée au laboratoire à l'aide d'un pycnomètre. La densité mesurée est  $2.485 \pm 0.02$ . Les indices des vides maximal et minimal ont

également été déterminés. L'indice des vides maximal est 0.726 et l'indice des vides minimal est 0.626. Ces valeurs sont proches, indiquant que ce matériau est peu compactable.

➤ Conductivité hydraulique

Six essais de perméabilité à différence de charge constante ont été effectués en respectant la norme ASTM D2434-68. Les échantillons ont pu être saturés entre des valeurs de 98.6 % et 99.9 %. Les valeurs obtenues de conductivité hydraulique sont proches et la valeur moyenne calculée est de  $4.60 \times 10^{-4}$  m/s.

➤ Essai de traçage

Un essai de traçage a été effectué dans le modèle physique en plexiglas remplie de billes de verre (Figure 3.3). Le traceur utilisé est une solution de lithium (Li). Un colorant (éosine) ajouté à cette solution permet également de suivre le déplacement de celle-ci. Les essais de traçage ont pour but de déterminer la porosité effective des billes de verre en place dans le montage ainsi que la dispersivité longitudinale du milieu (Domenico et Schwartz, 1997). En réalisant l'essai de traçage à l'aide du modèle physique en plexiglas, la géométrie du système est respectée par rapport au montage modélisant le court-circuit hydraulique (Figure 3.2). Ainsi, la valeur de dispersivité, dépendant de la géométrie du système où l'essai de traçage est réalisé devrait correspondre à celle des aquifères représentés dans le montage de court-circuit hydraulique (Yule et Gardner, 1978). Détaillons succinctement la procédure de l'essai réalisé. En effet, aucune norme n'est établie pour la réalisation d'un essai de traçage. Un écoulement en régime permanent (avec de l'eau désaérée) est d'abord établi dans la couche de billes de verre du montage (Figure 3.3). Un vase de Mariotte en réservoir d'entrée et un système de trop plein en sortie assurent une différence de charge constante. Lorsque la conductivité hydraulique mesurée au bout d'un certain temps d'écoulement correspond à celle déterminée par l'essai de perméabilité selon la norme ASTM D2434-68, la couche de billes de verre a atteint la saturation. Lorsque ces

conditions sont atteintes, le réservoir d'entrée est remplacé par un vase de Mariotte contenant une solution de lithium à 185 ppb. Les mesures de concentration en solution de lithium récupérée à la sortie se font par échantillonnage à des intervalles de 30 secondes. Les mesures de concentration en lithium nécessitent la prise d'échantillons de 1 à 2 cm<sup>3</sup> en sortie. La concentration en lithium est mesurée par spectroscopie d'absorption atomique avec un appareil Perkin-Elmer (modèle 5000). Enfin, la constance du débit est vérifiée durant l'essai.

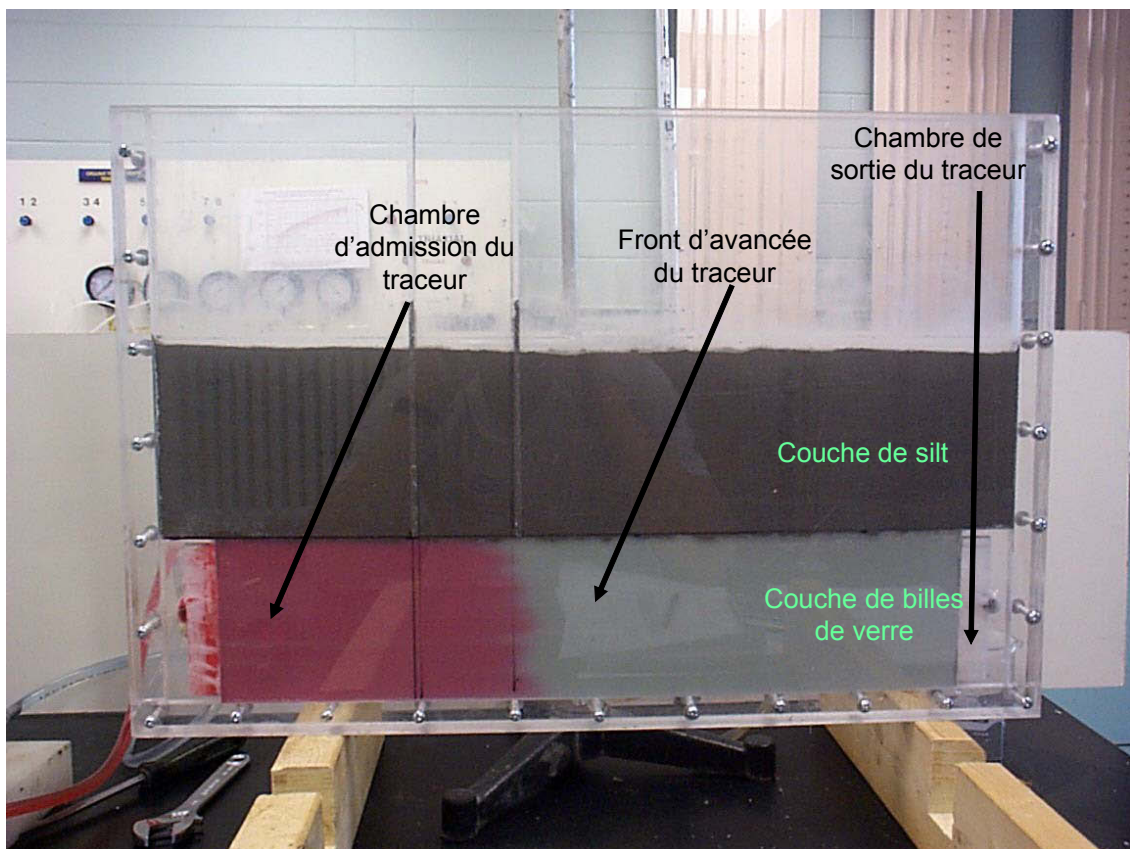


Figure 3.3 : Essai de traçage réalisé sur les billes de verre (de l'éosine a été rajoutée à la solution de lithium pour suivre le traceur).

L'évolution de la concentration réduite  $C/C_0$  est tracée en fonction du temps (Figure 3.4). L'interprétation de l'essai de traçage a été réalisée avec la méthode d'Ogata et Banks (1961). Les valeurs  $t_{0.16}$  (temps au bout duquel  $C/C_0 = 0.16$ ),  $t_{0.5}$  (temps au bout

duquel  $C/C_0 = 0.5$ ), et  $t_{0.84}$  (temps au bout duquel  $C/C_0 = 0.84$ ), ont été déterminées (Figure 3.4). Elles sont respectivement de 48.5 min, 51 min et 54 min. Ces valeurs permettent de déterminer la porosité effective de la couche de bille de verre, ainsi que son coefficient de dispersion longitudinale.

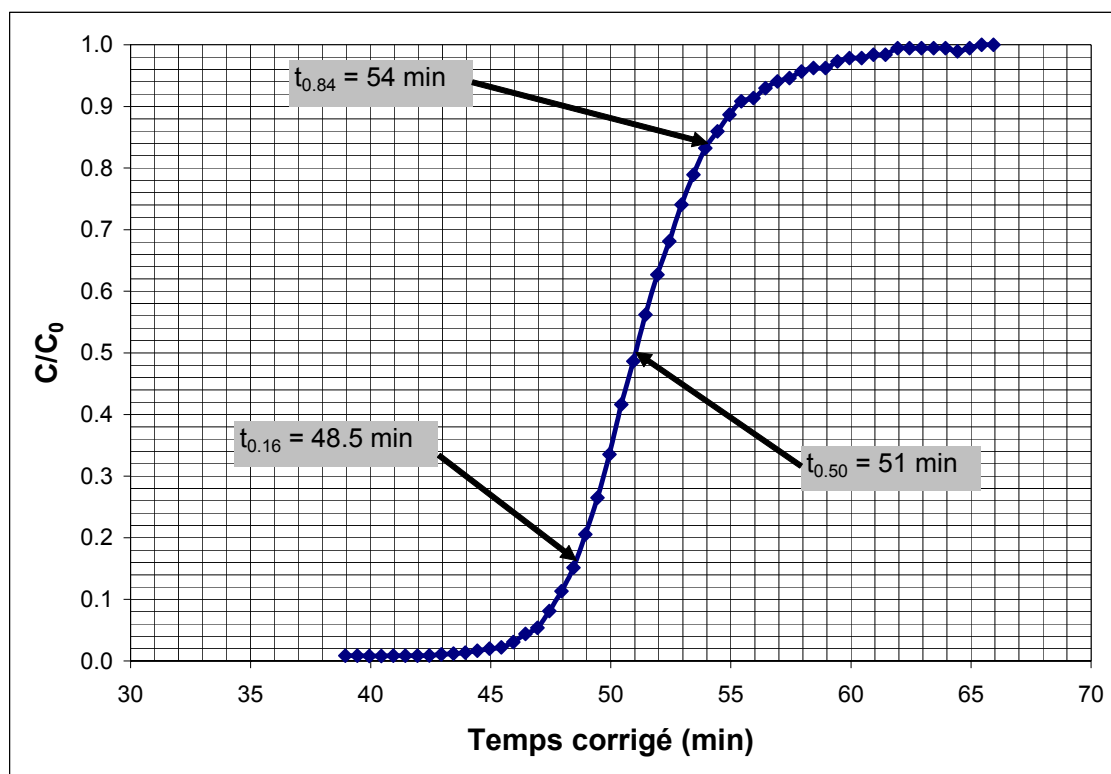


Figure 3.4 : Résultat de l'essai de traçage sur les billes de verre (Figure 3.3) avec une solution de lithium de concentration  $C_0 = 185 \text{ ppb}$ .

La porosité effective  $n_e$  est calculée comme suit :

$$n_e = \frac{v_D}{v_r} \quad (3.1)$$

avec  $v_D$  la vitesse de Darcy et  $v_r$  la vitesse réelle. La vitesse de Darcy est déterminée à partir de la loi de Darcy, et la vitesse réelle à partir de l'interprétation de la figure 3.4 :  $v_r = L/t_{0.5}$ . La valeur de porosité effective ainsi déterminée est de 40 %.

Le coefficient de dispersion longitudinale  $D_L$  est calculé à partir de l'équation suivante, extraite de Ogata et Banks (1961) :

$$D_L = \frac{1}{8} \left( \frac{L - v_r t_{0.16}}{\sqrt{t_{0.16}}} - \frac{L - v_r t_{0.84}}{\sqrt{t_{0.84}}} \right) \quad (3.2)$$

où  $L$  est la longueur de la couche de billes de verre. La valeur calculée de  $D_L$  est de  $2.54 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

En négligeant l'effet de la diffusion moléculaire, la dispersivité longitudinale  $\alpha_L$  de la couche de billes de verre est définie comme suit (Bear, 1972) :

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v_r} \quad (3.3)$$

La valeur calculée de  $\alpha_L$  est de 1.5 cm. Il est à noter que cette valeur est relativement élevée. En effet, des caractérisations effectuées par Masse (2003) sur le même matériel ont donné des valeurs plus faibles de l'ordre de 0.21 cm. Cette différence pourrait être due à des effets de dilution du traceur dans les chambres d'entrée et de sortie du modèle physique (Figure 3.3). D'autre part, la dispersivité calculée ne peut être qu'une approximation puisque la géométrie du modèle et les conditions de fonctionnement de



celui-ci ne respectent pas les hypothèses requises pour l'exploitation de l'équation de Ogata et Banks. Enfin, il y a également pu avoir des écoulements préférentiels le long de la paroi du modèle, ce qui affecte le résultat obtenu.

### 3.2.2. Propriétés du silt

Un silt est choisi pour constituer l'aquitard dans le montage en plexiglas. Le silt pourra être utilisé si d'une part, sa conductivité hydraulique est suffisamment faible pour négliger les infiltrations de l'aquifère 1 vers l'aquifère 3, et d'autre part, si les billes de verre vérifient des propriétés de filtre par rapport à celui-ci. En effet, un gradient hydraulique vertical descendant sera imposé entre les deux aquifères, et il est à redouter une migration des particules de silt de l'aquitard vers la couche de billes de verre de l'aquifère 3 du dispositif expérimental.

D'après la littérature, il est recommandé pour la protection des sols fins comme le silt un matériau filtrant dont le  $D_{15}$  doit être inférieur à 300  $\mu\text{m}$  (Chapuis, 1995). Or, le  $D_{15}$  des billes de verre est d'après la courbe granulométrique de 220  $\mu\text{m}$ , ce qui vérifie la condition. Néanmoins, il faut le vérifier expérimentalement au préalable par mesure de sécurité.

La détermination de la conductivité hydraulique de ce silt et la vérification des propriétés de filtre des billes de verre vis-à-vis de celui-ci sont vérifiées simultanément par un essai de perméabilité en colonne à niveau constant au laboratoire.

Il a été obtenu une conductivité hydraulique du silt de  $3.50 \times 10^{-5}$  cm/s. Ceci veut dire que les billes de verre qui ont une conductivité hydraulique de  $4.60 \times 10^{-2}$  cm/s sont environ 1300 fois plus perméables que le silt. Le silt présenté pourra donc ainsi jouer le rôle d'un aquitard vis-à-vis des aquifères constitués par les billes de verre.

Enfin, il a été montré au laboratoire que sous un gradient hydraulique d'environ 4 m/m (valeur assez élevée qui ne sera pas dépassée lors des expérimentations), les particules de silt ne pénètrent pas dans les billes de verre. Les billes de verres jouent donc pleinement leur rôle de filtre vis-à-vis du silt.

### 3.3. Visualisation expérimentale du court-circuit hydraulique : protocole de l'expérience

Le montage est tel que présenté à la partie précédente 3.1. Le système de trop plein de l'aquifère 1 assure dans celui-ci une charge hydraulique constante de 36 cm (niveau statique de l'aquifère) comme montré sur la figure 3.5. Par ailleurs, un écoulement régional horizontal est imposé dans l'aquifère 3 en imposant des charges hydrauliques en entrée et en sortie de l'aquifère par les chambres d'admission, respectivement de 25.2 cm ( $h_3$  entrée) et 24.2 cm ( $h_3$  sortie). Ces niveaux d'eau sont imposés par les vases de Mariotte (maintien d'une charge constante). Le débit à travers l'aquifère 3 est mesuré en sortie par pesées. Le débit à travers l'aquifère 3 est mesuré en sortie par pesées. Le gradient horizontal établi dans cet aquifère est de  $1.89 \times 10^{-2}$  m/m (perte de charge de 1 cm sur une longueur de 53 cm). Quant au gradient vertical moyen entre les deux aquifères, il vaut 0.94 m/m (différence de charge moyenne de 11.3 cm avec une épaisseur d'aquitard de 12 cm).

Ainsi, au cours de l'expérience, le système fonctionne de cette façon en régime permanent. On s'assure également que les billes de verre et le silt sont saturés.

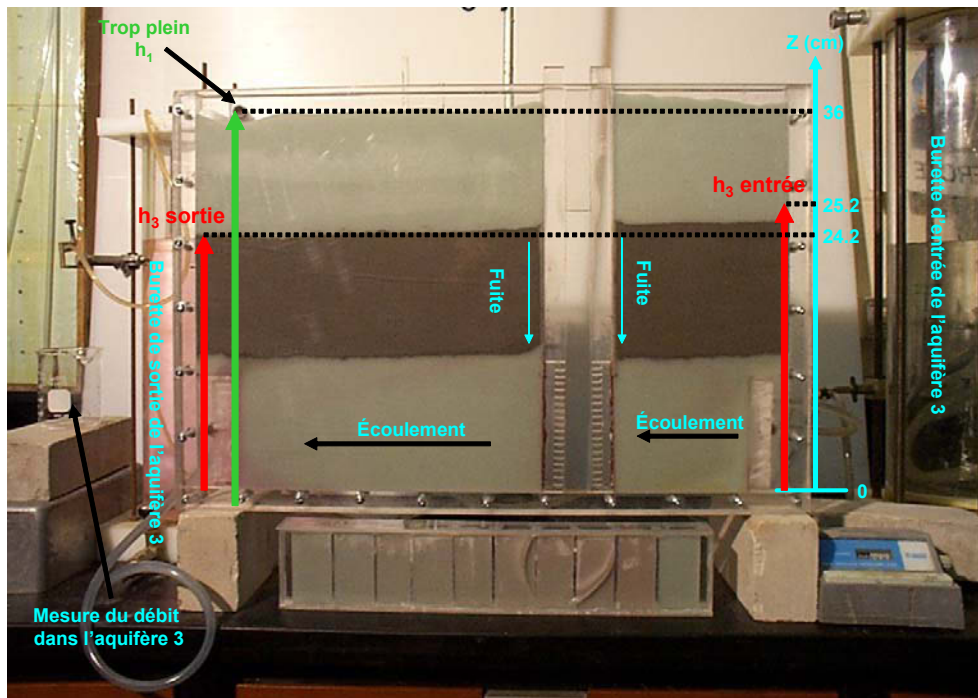


Figure 3.5 : Fonctionnement hydraulique du montage expérimental.

Ainsi, un écoulement de fuite se produit entre les deux aquifères via le défaut de scellement. Cet écoulement a lieu de l'aquifère 1 vers l'aquifère 3 compte tenu de la différence de charge hydraulique entre les deux aquifères.

Une solution diluée de traceur éosine (couleur rouge) de concentration constante 18 ppm est ensuite injectée en continu dans l'aquifère 1 et le devenir du traceur coloré à travers le système est observé. Tout au long de l'expérience, l'écoulement se fait en régime permanent sous les conditions précitées. La situation présentée s'effectue sans pompage dans le puits. La contamination croisée entre les aquifères sera observée uniquement pour des conditions d'écoulements régionaux (cas d'un puits mal scellé abandonné ou cas de contamination après arrêt d'un pompage).

Une description des différentes étapes de déplacement du traceur est visualisée ci-après :

- Au temps  $t = 3$  minutes, et durant le reste de l'expérience est injectée la solution d'éosine à la concentration 18 ppm (Figure 3.6) dans l'aquifère 1.

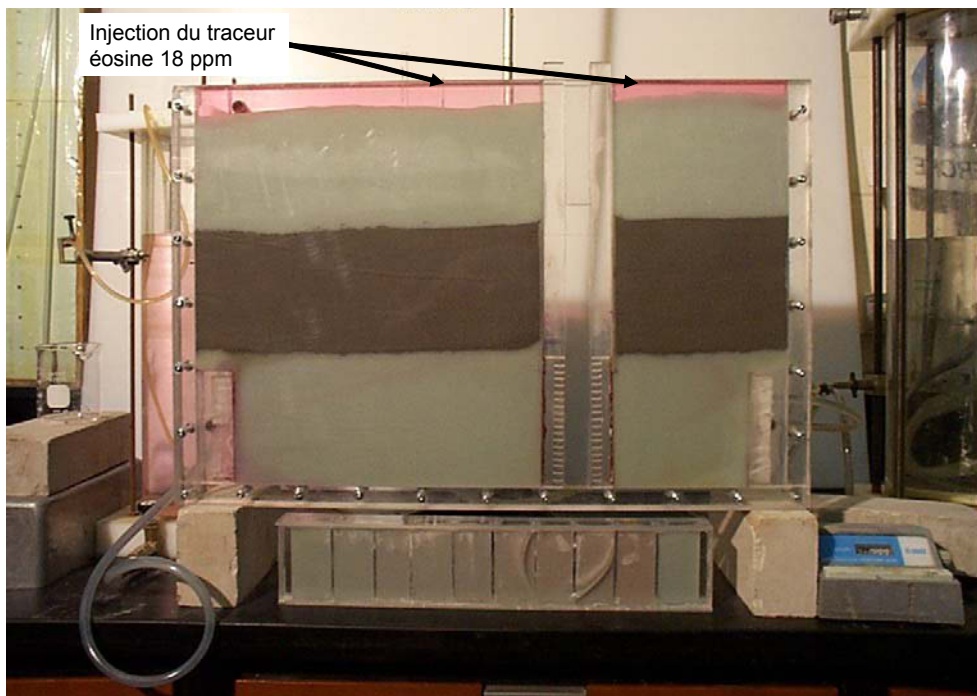


Figure 3.6 : Injection du traceur dans l'aquifère à nappe libre au bout de 3 minutes.

- Au bout de 35 minutes, on remarque que le traceur se dirige préférentiellement vers l'entrée du défaut de scellement (conduits de billes de verre entre le puits et l'aquitard). Ceci résulte de la dépression locale de la charge hydraulique à proximité du défaut de scellement (conséquence physique du court-circuit hydraulique). Cette dépression est due à l'écoulement préférentiel entre les aquifères, engendré par la connexion artificielle entre l'aquifère 1 et l'aquifère 3 (charge hydraulique de l'aquifère 1 plus élevée que celle de l'aquifère 3). Le panache de traceur a ainsi la forme d'un cône pointant vers les entrées du défaut de scellement (Figure 3.7).

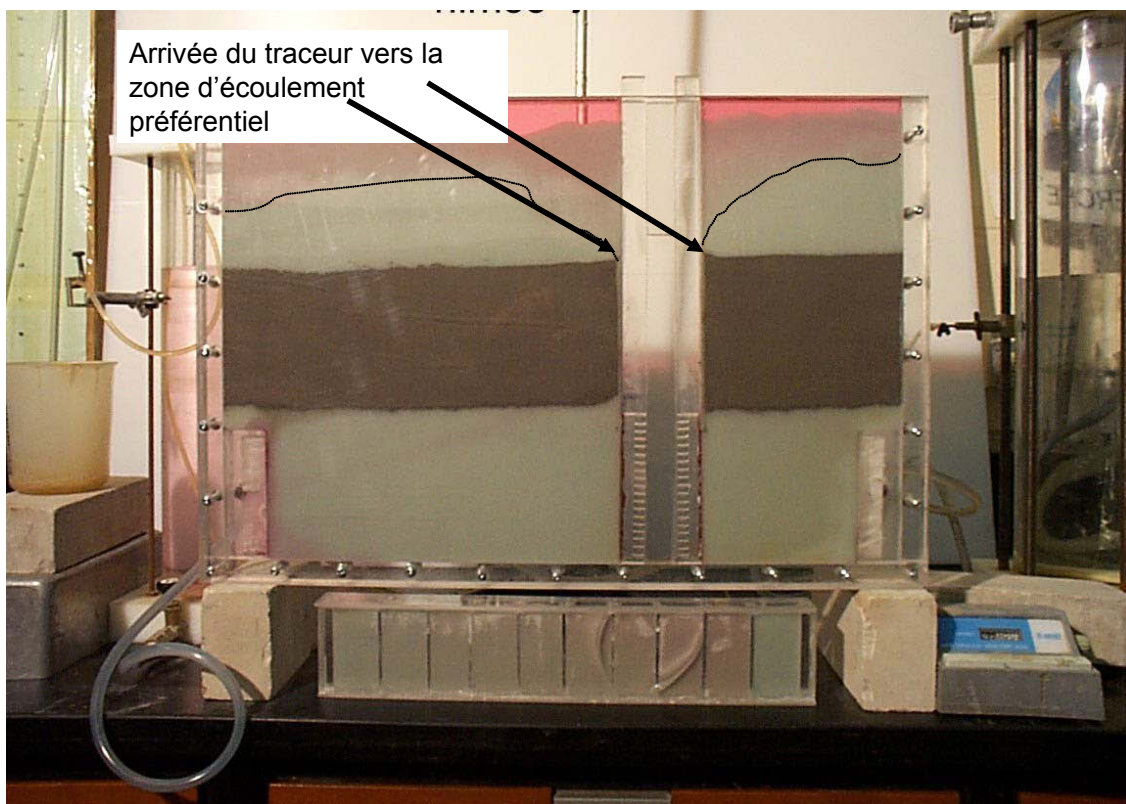


Figure 3.7 : Arrivée du traceur à l'entrée du défaut de scellement au bout de 35 minutes.

- Après avoir transité à travers le défaut de scellement, le traceur apparaît en sortie de celui-ci dans l'aquifère à nappe captive au bout de 1 heure et 20 minutes (Figure 3.8).

L'aquifère 3 commence alors à être contaminé suite au court-circuit hydraulique (contamination croisée). Par ailleurs, il est à remarquer que l'eau du puits est colorée, indiquant une contamination du puits.

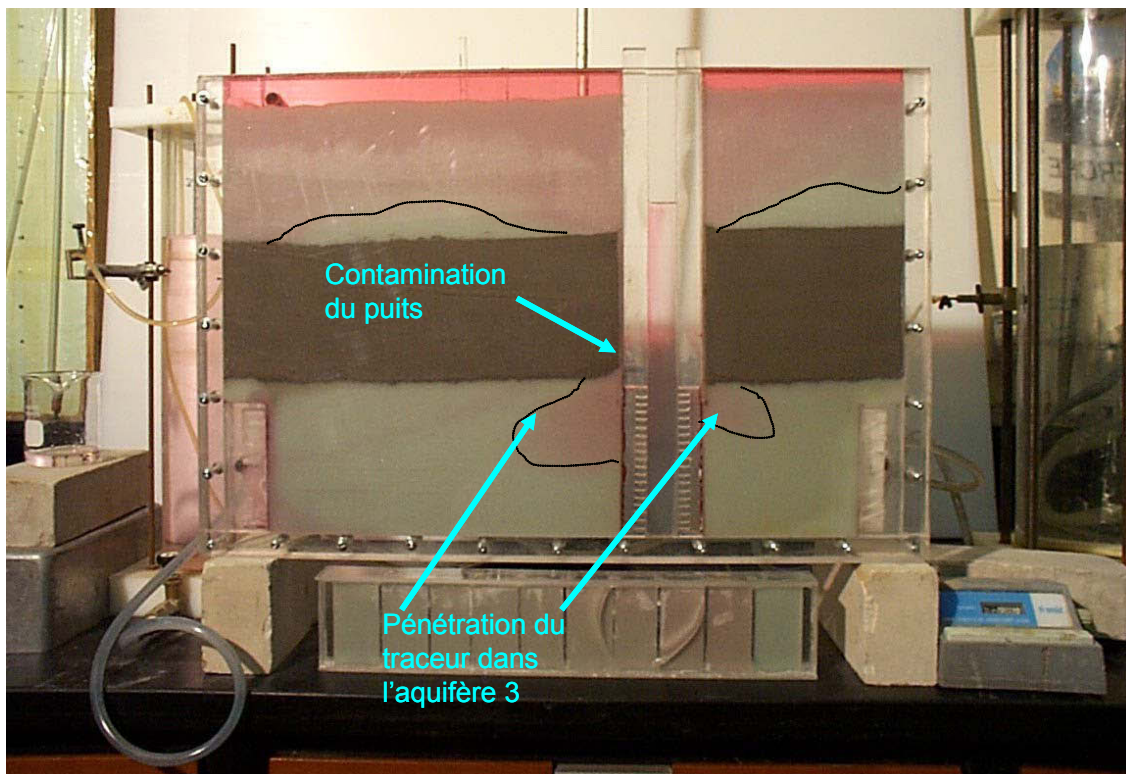


Figure 3.8 : Contamination de l'aquifère 3 et du puits au bout de 1 heure et 20 minutes.

- Au bout de 4 heures, le panache de contamination dans l'aquifère 3 a pris toute son ampleur (Figure 3.9). On observe la sortie du traceur aux deux frontières de l'aquifère ( $h_1 > h_3$ ). On remarque également que l'eau du puits est bien colorée, le puits est complètement contaminé.

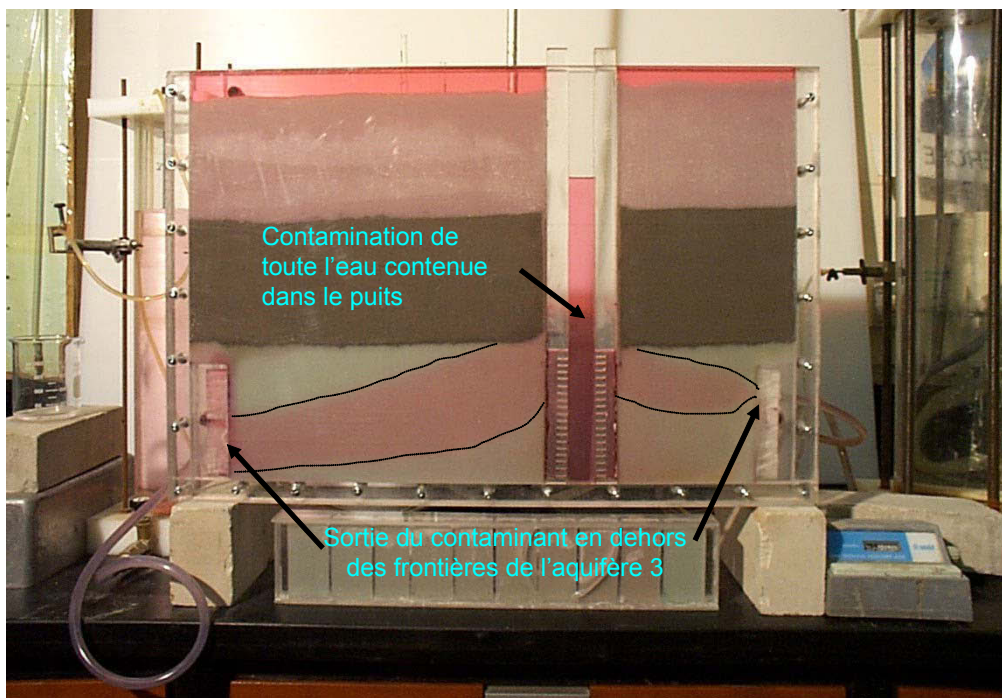


Figure 3.9 : Contamination totale du puits et sortie du panache de contamination aux frontières de l'aquifère 3 au bout de 4 heures.

L'expérience réalisée dont quelques étapes ont été visualisées précédemment va maintenant être comparée visuellement à des résultats numériques dont l'obtention est décrite dans les paragraphes qui suivent.

### 3.4. Étude numérique de l'expérience réalisée

Dans ce chapitre, une description de l'outil numérique choisi est donnée, ainsi qu'une description du modèle réalisé pour l'expérience de la boîte en plexiglas, suivie des résultats obtenus.

#### 3.4.1. Description de l'outil numérique

Plusieurs modélisations numériques seront réalisées au cours de ce projet afin de reproduire et valider les essais effectués sur le terrain et au laboratoire, mais aussi pour valider des résultats théoriques. Pour simuler l'écoulement de l'eau dans le sol saturé ou non saturé, le logiciel SEEP/W en version 2D a été utilisé. Le logiciel CTRAN/W est ensuite utilisé, en combinaison avec SEEP/W, pour reproduire le transport de soluté dans le milieu poreux.

##### ✓ SEEP/W

SEEP/W (version 5, Geo-slope International, 2002) est un logiciel de simulation de l'écoulement de l'eau dans les pores du sol. Le code utilise la méthode des éléments finis pour résoudre des problèmes à deux dimensions dans une section verticale, horizontale, ou autour d'un axe vertical. Il permet de simuler les écoulements en milieu saturé et non saturé, en régime permanent et en régime transitoire. SEEP/W résout donc le principe de conservation de l'eau souterraine en mouvement dans le milieu poreux. Le logiciel résout l'équation suivante dans un plan vertical dont les axes principaux sont  $x$  et  $y$  :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.4)$$

Pour un problème axisymétrique, le logiciel résout l'équation suivante autour d'un axe vertical ( $z, r$ ) :

$$k_r \left[ \left( \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right) + \left( \frac{1}{r} \right) \left( \frac{\partial h}{\partial r} \right) \right] + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.5)$$

$Q$  est le débit appliqué à la frontière,  $k$  est la conductivité hydraulique,  $t$  est le temps,  $\theta$  est la teneur en eau volumique, et  $r$  est la distance radiale.

Le logiciel calcule et présente toutes les conditions d'écoulement aux temps et aux endroits voulus (Charges hydrauliques, pressions interstitielles, teneurs en eau volumiques, débits...).

#### ✓ CTRAN/W

CRAN/W (version 5, Geo-slope International, 2002) est utilisé en combinaison avec le logiciel SEEP/W lequel réalise les calculs pour déterminer le champ d'écoulement. À partir de ces résultats, le logiciel CTRAN/W permet d'étudier le transport d'un soluté dans l'eau du milieu poreux. Le logiciel résout les problèmes de traçage de particules d'eau (simple advection), mais aussi le transport de solutés impliquant les phénomènes de dispersion, diffusion moléculaire, d'adsorption, de dégradation et de différence de densité.

L'équation aux dérivées partielles qui décrit le transport par advection-dispersion d'un contaminant est connue sous le nom de l'équation d'advection-dispersion. Cette équation est obtenue en appliquant le principe de conservation de la masse sur un élément de milieu poreux et en considérant les processus d'advection et de dispersion. Des termes qui incluent les effets de l'adsorption et de la dégradation ont également été dérivés.

L'équation aux dérivées partielles qui est résolue par CTRAN/W est la suivante, et elle est donnée ci-après en une dimension pour simplifier l'écriture (le logiciel l'utilise également sous une forme à deux dimensions) :



$$\theta D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - U \frac{\partial C}{\partial x} - \lambda \theta C - \lambda S \rho_d = \left( \theta + \rho_d \frac{\partial S}{\partial C} \right) \frac{\partial C}{\partial t} \quad (3.6)$$

avec :

$C$  : la concentration

$\theta$  : la teneur en eau volumique

$D$  : le coefficient de dispersion

$U$  : la vitesse de Darcy

$S$  : l'adsorption

$\rho_d$  : la masse volumique sèche du milieu poreux

$t$  : le temps

$x$  : la distance dans la direction de l'axe des  $x$

$\lambda$  : le coefficient de dégradation

Par ailleurs, l'utilisation du logiciel CTRAN/W impose le respect de deux conditions numériques appelées nombre de Courant et nombre de Péclet qui sont les suivantes :

- Pour le nombre de Courant :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{V_x} \text{ et } \Delta t \leq \frac{\Delta y}{V_y} \quad (3.7)$$

$\Delta t$  représente le pas de temps maximal,  $\Delta x$  et  $\Delta y$  sont les dimensions respectivement des éléments du maillage selon les axes  $x$  et  $y$ ,  $V_x$  et  $V_y$  sont les vitesses moyennes de l'eau selon respectivement l'axe des  $x$  et l'axe des  $y$  au point considéré.

- Pour le nombre de Péclet  $P$  :

$$P_x = \frac{V_x \Delta x}{D_x} \leq 2 \text{ et } P_y = \frac{V_y \Delta y}{D_y} \leq 2 \quad (3.8)$$

$\Delta x$  et  $\Delta y$  représente la dimension des mailles,  $V$  est la vitesse moyenne de l'eau, et  $D$  est le coefficient de dispersion hydrodynamique de l'eau.

### **3.4.2. Définition du problème étudié et résultats de la simulation**

Le montage expérimental représenté par le modèle physique en plexiglas est défini dans SEEP/W. Le problème est étudié en 2D en conditions de régime permanent. Le problème numérique est constitué d'un maillage comportant un total de 6578 nœuds. Le maillage est raffiné aux extrémités du défaut de scellement. La figure 3.10 présente la configuration du maillage telle que définie dans SEEP/W. Les géométries des différents éléments constituant le montage ont été respectées.

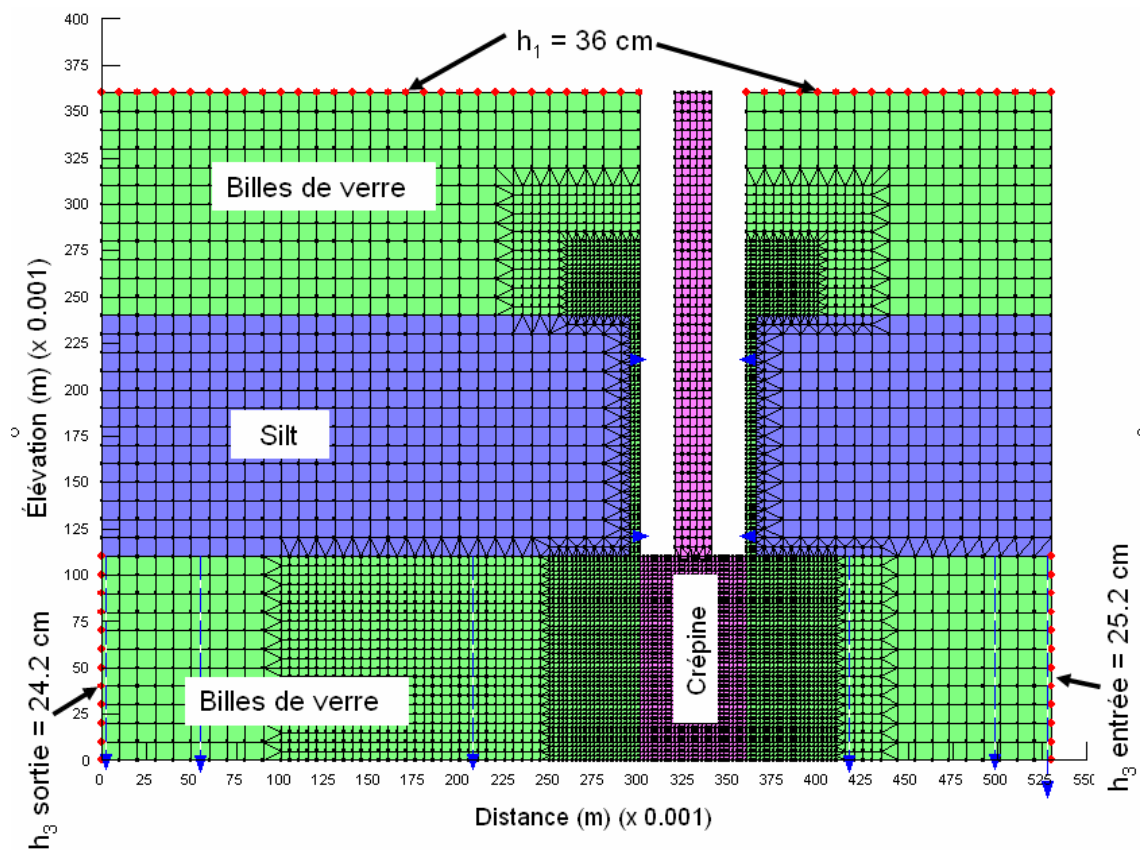


Figure 3.10 : Maillage du modèle numérique de la boîte en plexiglas.

Les différents matériaux composant la boîte en plexiglas avec les propriétés géométriques et hydrauliques telles que décrites précédemment sont définis dans SEEP/W. C'est ainsi que la conductivité à saturation des billes de verre et du silt sont entrées dans SEEP/W à des valeurs respectives de  $4.60 \times 10^{-4}$  m/s et  $3.50 \times 10^{-7}$  m/s, comme ce qui a été déterminé lors des essais au laboratoire. Par ailleurs, la saturation des billes de verre et du silt restera de 100 %, ce qui implique que la conductivité hydraulique des matériaux sera constante. L'intérieur du puits est représenté par une conductivité hydraulique de 1 m/s (conductivité hydraulique infinie en théorie). Les parois du puits sont représentées par des zones imperméables. Enfin, les données de porosité effective ont été définies dans SEEP/W (équivalentes aux teneurs en eau volumiques à saturation) et seront nécessaires pour les calculs avec CTRAN/W. La

porosité effective des billes de verre est de 40 % (valeur déterminée expérimentalement), celle du silt a été définie à 20 %, et enfin celle du puits à 100 %. La figure 3.11 synthétise la configuration du problème et les caractéristiques des matériaux.

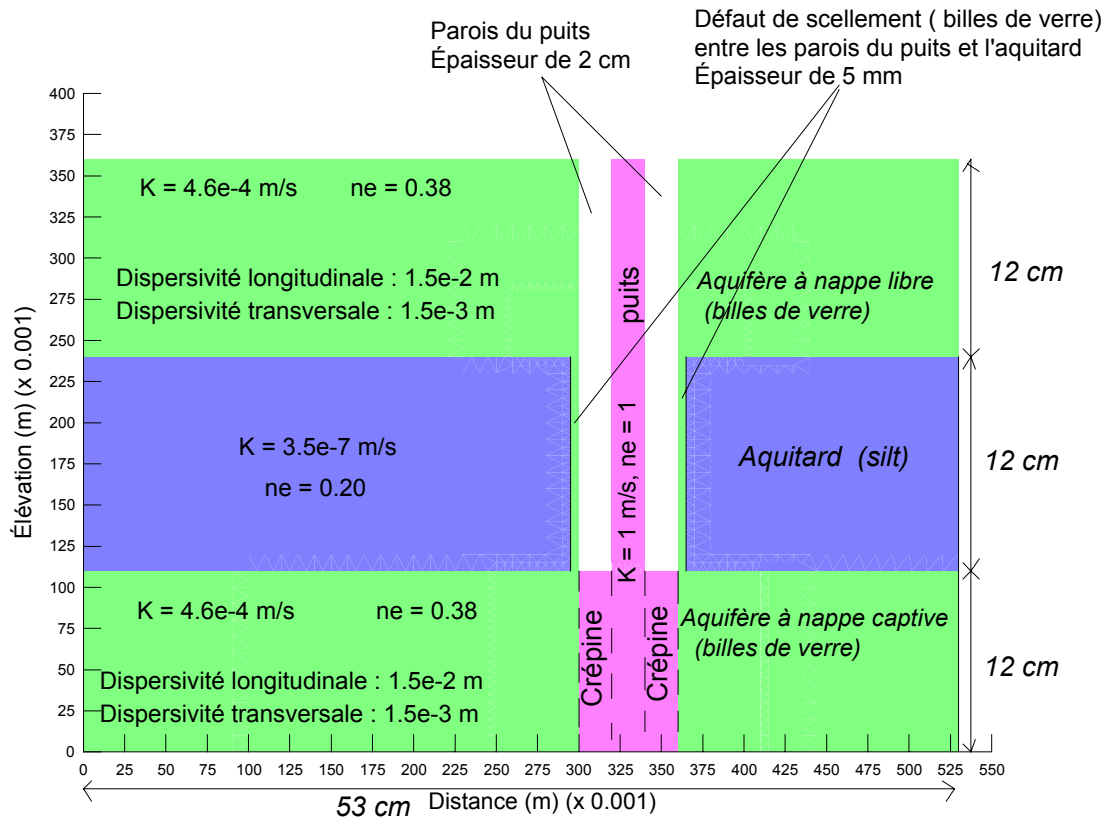


Figure 3.11 : Configuration du problème et caractéristiques des matériaux.

Les conditions aux limites qui ont été définies sont des conditions de potentiel imposé. Ainsi, une charge hydraulique  $h_1 = 0.36$  m est appliquée dans l'aquifère 1, et les charges hydrauliques  $h_3$  entrée = 0.252 m et  $h_3$  sortie = 0.242 m sont imposées aux extrémités de l'aquifère 3 (Figure 3.10). Les mêmes conditions que celles réalisées au cours de l'expérience ont donc été appliquées. Enfin, des sections pour le calcul des débits par SEEP/W sont définies au niveau du défaut de scellement pour le calcul du débit de fuite, mais aussi au niveau de l'aquifère 3 (Figure 3.10). Il sera maintenant

intéressant d'observer les résultats du calcul d'écoulement par le logiciel dans la partie qui suit.

### 3.4.3. Résultats de la simulation avec SEEP/W

En régime permanent, et en conditions isotropes, ce qui est le cas ici, les lignes de courant sont perpendiculaires aux lignes équipotentielles. Ceci peut être vu sur la figure 3.12 car les échelles en  $x$  et  $y$  sont orthonormées et identiques.

Le débit de fuite total donné par SEEP/W (Figure 3.12) vaut :  $(1.672 + 1.670) \times 0.0123 = 4.11 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{s}$ . (SEEP/W donne en effet un débit pour un mètre d'épaisseur, or l'épaisseur du montage est de 1.23 cm). Par ailleurs, en sortie de l'aquifère à nappe captive, le débit calculé par SEEP/W vaut :  $2.2405 \times 0.0123 = 2.76 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{s}$ .

La mesure expérimentale de débit de notre expérience donne, pour le régime permanent une valeur de  $2.86 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{s}$ . L'erreur entre ces deux valeurs n'est donc que de 3.5 %. On remarque un débit sortant du système au niveau de l'entrée de l'aquifère 3, ce qui suppose que la surcharge hydraulique causée par le débit de fuite à travers le défaut de scellement compense le gradient de charge initial qui imposait un écoulement dans l'aquifère 3 de l'entrée vers la sortie. L'eau s'écoule donc dans le sens sortant aux deux extrémités de l'aquifère 3, ceci confirme les observations lors des expériences. Le débit calculé par SEEP/W à l'entrée vaut :  $(1.220 \times 0.0123) = 1.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{s}$ .

Ainsi, le débit total sortant de l'aquifère à nappe captive est de  $(1.5 + 2.76) \times 10^{-2} = 4.26 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{s}$ .

Ceci implique donc que le débit fourni par les eaux de percolation à travers l'aquitard vaut :  $(4.26 - 4.11) \times 10^{-2} = 1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{s}$ .

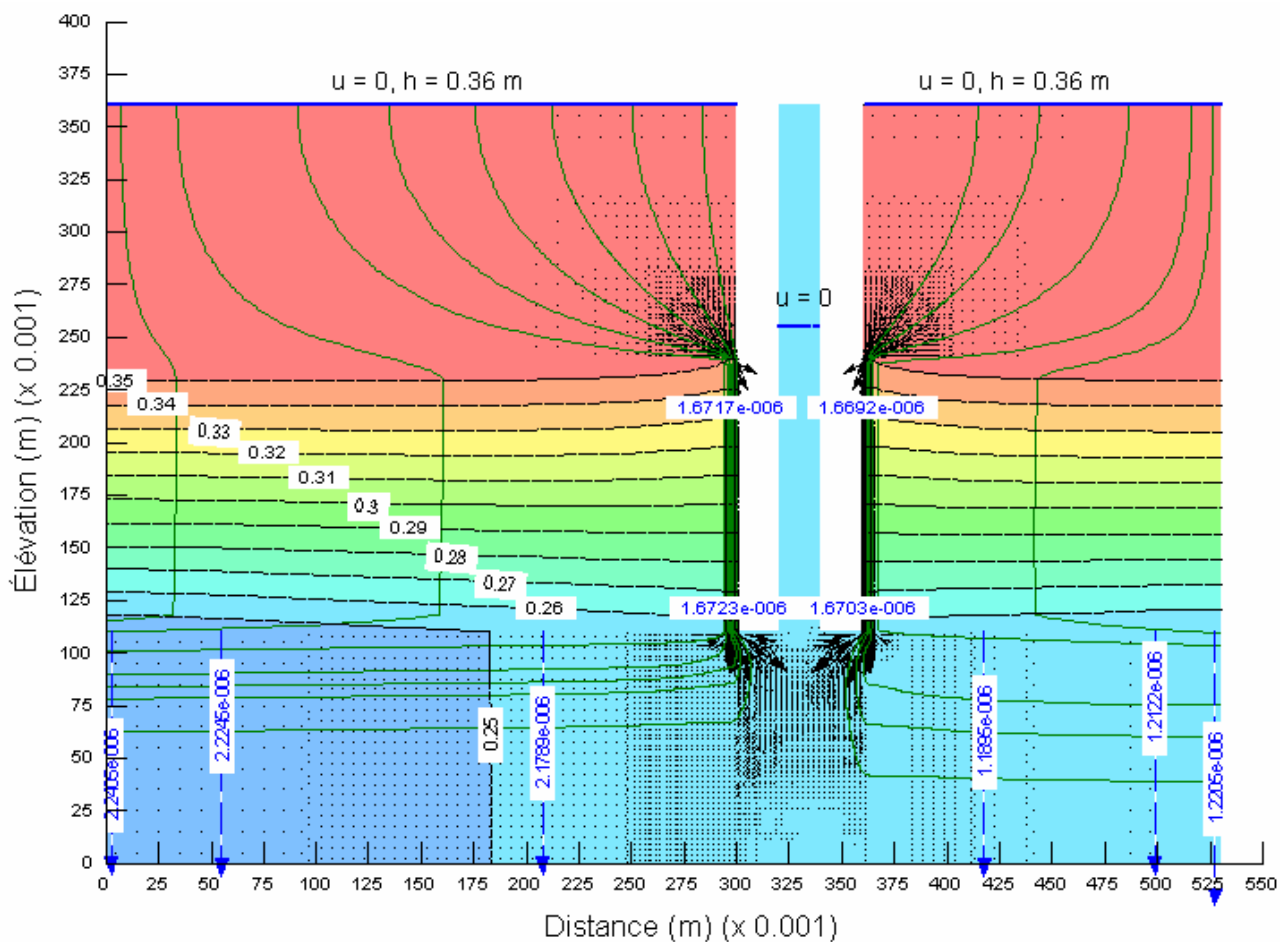


Figure 3.12 : Équipotentiels de charge, lignes de courant et calcul des débits à travers le montage par le logiciel SEEP/W.

L'effet du court-circuit hydraulique sur les charges hydrauliques dans les aquifères est montré sur les figures 3.13 et 3.14 qui présentent respectivement la variation de la charge hydraulique dans l'aquifère 1 et dans l'aquifère 3 en fonction de la distance.

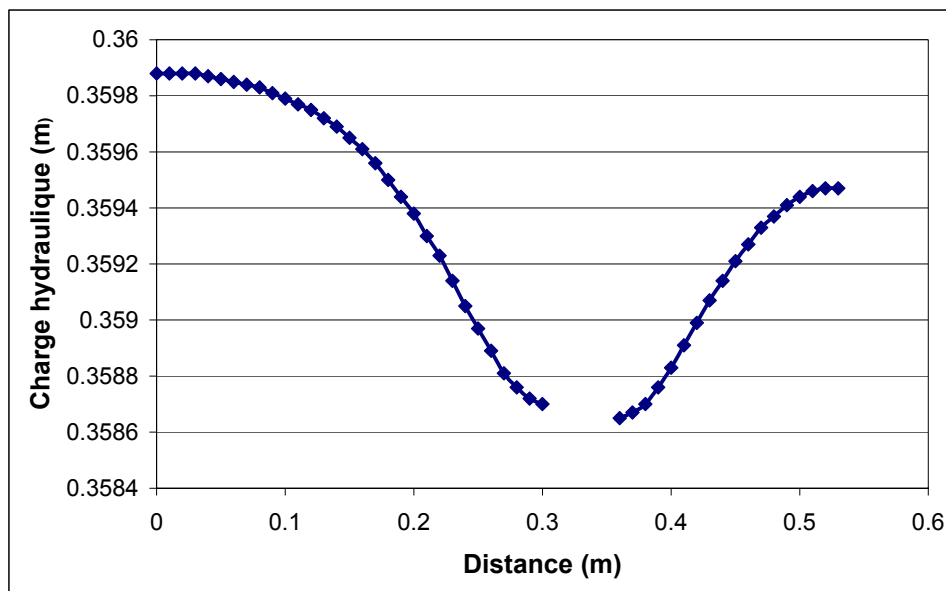


Figure 3.13 : Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance dans l'aquifère 1 (aquifère à nappe libre) à l'élévation 0.32 m.

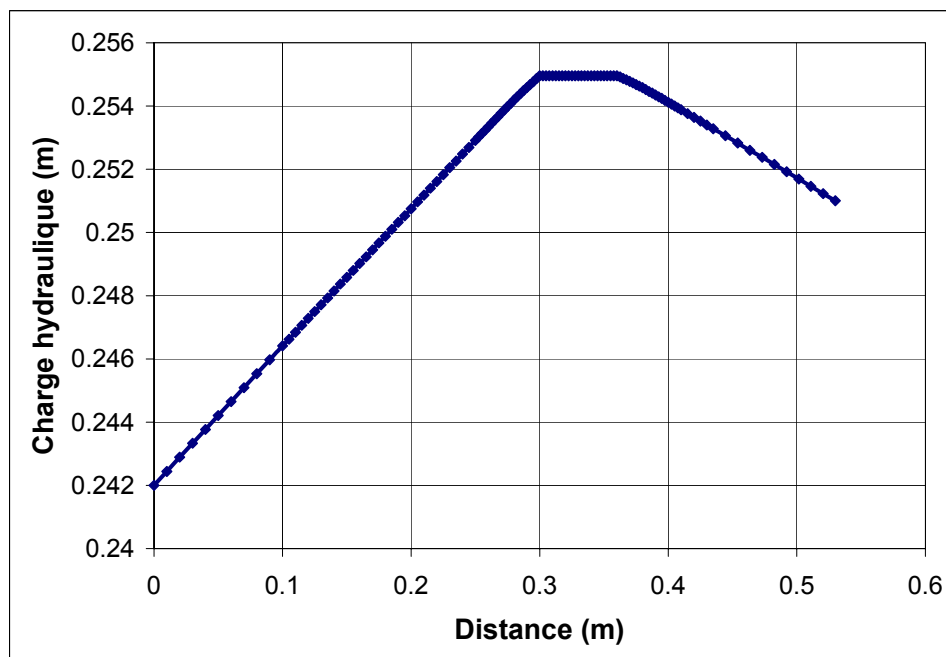


Figure 3.14 : Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance dans l'aquifère 3 (aquifère à nappe captive) à l'élévation 0.08 m.

Il est donc à remarquer (Figure 3.13) localement autour du puits une dépression de la charge hydraulique due à l'écoulement par le défaut de scellement des eaux de 1 vers les eaux de l'aquifère 3. À l'inverse (Figure 3.14), on observe une surcharge hydraulique localement autour du puits dans l'aquifère 3. Enfin, la charge hydraulique dans le puits est de 25.5 cm, et correspond au niveau observé au cours de l'expérience (Figure 3.5).

Pour conclure cette partie, une bonne adéquation des résultats considérés est à relever entre les observations expérimentales et les calculs numériques. Nous proposons maintenant une comparaison visuelle du traceur entre résultats expérimentaux et numériques.

### **3.5. Comparaison visuelle des résultats expérimentaux et numériques (CTRAN/W)**

Le déroulement de l'expérience de traçage a été présenté dans la partie 3.3. Il convient de rappeler que le traceur éosine a été injecté en continu dans l'aquifère 1 à la concentration constante de 18 ppm (injection par déversement sur la surface supérieure de l'aquifère). Les conditions d'écoulement restent identiques aux conditions données précédemment. L'expérience s'est déroulée sur une durée totale d'environ 5 heures, il a été réalisé des photographies numériques du système à différents temps pour observer la migration de l'éosine dans l'aquifère 3 par l'intermédiaire du défaut de scellement. Une visualisation comparative peut maintenant être faite avec les résultats des simulations avec CTRAN/W à partir du calcul d'écoulement de SEEP/W.

Le problème a été étudié numériquement avec CTRAN/W en mode advection/dispersion, et il a été réalisé le traçage du contaminant à travers la boîte 2D en plexiglas. Il a été considéré un contaminant non réactif et le phénomène de diffusion



par rapport au phénomène de dispersion a été négligé. Concernant les propriétés dispersives des matériaux, la dispersivité longitudinale des billes de verre est celle qui a été déterminée expérimentalement par l'essai de traçage :  $\alpha_L = 1.5$  cm. Pour le silt et l'eau dans le puits, il a été choisi également  $\alpha_L = 1.5$  cm. Par ailleurs, il a été adopté la règle (Domenico et Schwartz, 1997) qui stipule qu'il peut être considéré que la dispersivité transversale équivaut au dixième de la dispersivité longitudinale, soit pour les matériaux du système une dispersivité transversale  $\alpha_T = 0.15$  cm.

Pour les conditions aux frontières, il a été fixé une concentration fixe dans le temps en contaminant dans l'aquifère à nappe libre de 18 ppm, et aux deux extrémités de l'aquifère à nappe captive, a été considérée une condition de libre sortie du contaminant (par advection et par dispersion) :  $Q_d = 0$ .

Les résultats sont donnés dans l'annexe A où il est présenté une comparaison d'une photographie du système avec le résultat numérique (courbes d'iso-concentrations) à différents temps donnés. L'expérience s'est déroulée sur une période de 4 heures.

On remarque ainsi par l'observation comparative des résultats expérimentaux et des résultats issus des simulations une bonne adéquation entre les deux, même si la concentration ne peut pas être lue directement sur le montage expérimental.

Cette étude aura permis de valider l'outil numérique qui sera mis à profit dans la suite du projet en vue d'élaborer une méthode de détection du court-circuit hydraulique. Des études de cas seront alors nécessaires, et des solutions pourront être apportées par les prédictions numériques.

## **CHAPITRE 4**

### **PRÉSENTATION D'UNE MÉTHODE DE DÉTECTION ET DE CARACTÉRISATION : LA MÉTHODE DES « POMPAGES PAR PALIERS SUCCESSIFS »**

Ce chapitre propose de déterminer si une détection préventive (juste après les opérations d'installation de puits) ou encore une détection sur d'anciens puits (abandonnés ou non) d'un éventuel défaut de scellement mettant en relation des aquifères sont possibles. De plus, dans quelle mesure une détermination de l'importance en terme de débit de fuite du court-circuit hydraulique, mais aussi une caractérisation des propriétés du défaut de scellement sont-elles également possibles ? Une méthode de détection et de caractérisation des propriétés d'un défaut de scellement est ici proposée. Dans un premier temps sera présentée la démarche suivie par la méthode proposée, ainsi que l'instrumentation qu'elle nécessite. Les bases physiques et mathématiques de la méthode proposée seront dans un second temps détaillées, et les hypothèses adoptées discutées.

#### **4.1 Rappels préliminaires et présentation de l'instrumentation nécessaire à mettre en place**

Les deux aquifères sont séparés par un aquitard qui est une couche qui sera considérée imperméable. En vue de réaliser l'exploitation de l'eau contenue dans l'aquifère 3 ou encore de réaliser des observations de cet aquifère, un forage est réalisé (voir chapitre 1). Les deux aquifères sont instrumentés (Figure 4.1). Dans l'aquifère 3 est placé un puits de pompage, crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère. Dans le même trou de forage est placé, dans l'aquifère 1, un piézomètre ou puits d'observation, crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère ou seulement à la base de celui-ci. Des lanternes de sable faisant office de filtres entourent les crépines, et l'injection de matériaux imperméables

(silt, bentonite, mélange sol-bentonite) dans le trou de forage permet de maintenir l'isolement des deux aquifères si ce scellement entre l'aquitard et le puits de l'aquifère 3 est bien réalisé. En revanche, s'il ne l'est pas, les deux aquifères peuvent être mis hydrauliquement en relation et ainsi créer un court-circuit hydraulique engendrant un écoulement des eaux de l'aquifère 1 vers celles de l'aquifère 3 (en admettant, par exemple, que la charge hydraulique de l'aquifère 1 est supérieure à celle de l'aquifère 3). Le puits dont la crépine est installée dans l'aquifère 3 permettra de réaliser des opérations de pompage, des lectures piézométriques, ainsi que des échantillonnages d'eau. Le piézomètre installé dans l'aquifère 1 permettra, outre le suivi de mesures piézométriques, l'injection de traceurs. Ainsi, lectures piézométriques, pompages, injections et récupérations de traceur sont les outils dont on dispose généralement en hydrogéologie pour caractériser les aquifères, et nous allons les mettre ici à profit pour la réalisation de notre étude sur la détection des courts-circuits hydrauliques.

Il est évident que le caractère aléatoire des opérations de forage et de mise en place des scellements de puits engendre un immense champ d'incertitudes quant à la caractérisation d'une fuite, et les instruments d'auscultation précités ne nous permettent pas d'obtenir un grand nombre d'informations puisqu'ils sont très limités. C'est pourquoi, les équations qui sont à développer pour la caractérisation des fuites doivent être les plus simples possibles, le risque étant de vouloir prendre en compte trop de paramètres pour lesquels il ne sera pas possible d'obtenir une information valable ou suffisamment précise et significative. La quantification ne pourra se faire qu'avec un certain nombre d'hypothèses raisonnables qu'il faudra justifier et démontrer numériquement, au laboratoire, et sur le terrain.

D'un point de vue qualitatif, la mise en évidence du défaut de scellement, et par conséquent d'une fuite à travers celui-ci (écoulement préférentiel) est relativement simple. En effet, elle peut se faire par l'injection d'un traceur dans l'aquifère 1 via le piézomètre que l'on retrouve dans l'aquifère 3 au niveau du puits (travaux de Meiri, 1989) ou encore par une baisse du champ de charge dans l'aquifère 3 par pompage que l'on retrouve dans l'aquifère 1 (à cause de l'augmentation du débit de fuite occasionnée

par le pompage). Cependant, comme montré au chapitre 2, ce qui n'a pas encore été développé est l'évaluation du débit de fuite ainsi que les propriétés de la fuite.

L'intérêt d'avoir deux puits est de pouvoir mesurer les charges hydrauliques à proximité de l'entrée et de la sortie de la fuite, si il y en a une. L'instrumentation de l'aquifère 1 dans le même trou de forage n'est pas toujours réalisée, mais nous allons dorénavant la préconiser car comme il le sera montré par la suite, elle est la clef de la détection et de la caractérisation du défaut de scellement et du court-circuit hydraulique qu'il engendre.

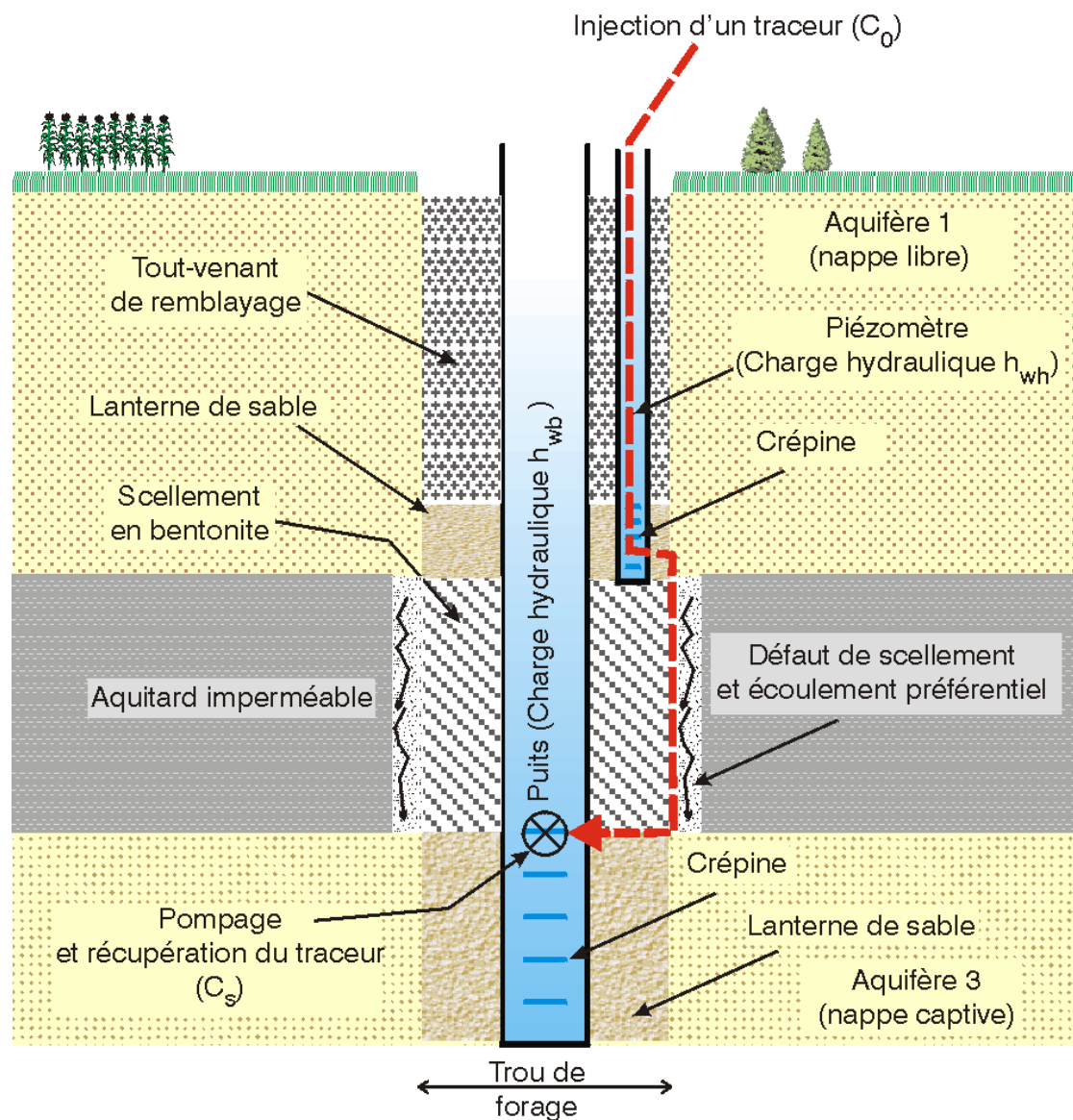


Figure 4.1 : Vue en coupe de la situation pour la détection d'un court-circuit hydraulique à partir de la méthode proposée dite des « pompes par paliers successifs ».

#### 4.2 Protocole de réalisation : la méthode des « pompes par paliers successifs »

L'idée proposée, une fois l'instrumentation décrite précédemment réalisée, est de réaliser un pompage dans le puits de l'aquifère 3 à différents débits. Ainsi, un pompage

à un certain débit constant pourra s'opérer jusqu'à ce qu'un régime permanent soit atteint, puis une augmentation du débit de pompage jusqu'à un autre palier sera réalisée. Pour ce nouveau débit de pompage constant, il faudra là encore attendre l'établissement d'un nouveau régime permanent. Ces opérations pourront être répétées ainsi de suite pour différents paliers de pompage à différents débits.

Pour chaque débit, une fois le régime permanent atteint, les niveaux piézométriques dans les deux puits seront relevés ( $h_{wh}$  dans le piézomètre de l'aquifère 1 et  $h_{wb}$  dans le puits de pompage de l'aquifère 3), ce qui permettra de connaître le gradient hydraulique existant entre ceux-ci (Figure 4.1). Dès lors, on comprend qu'une relation pourra être établie entre le débit de pompage et ce gradient hydraulique, ainsi qu'entre le gradient hydraulique et le débit de fuite à travers le défaut de scellement s'il existe. Ces relations dépendront entre autres des propriétés du défaut de scellement entre les deux aquifères. Ces relations mathématiques seront détaillées dans la suite du développement.

Lors de la réalisation des pompages par paliers successifs, un traceur pourra être injecté à une concentration constante ( $C_0$ ) dans le puits de l'aquifère 1 (Figure 4.1). Ce traceur pourra ensuite être récupéré dans l'autre puits installé dans l'aquifère 3, à une autre concentration ( $C_S$ ), si une fuite existe entre les aquifères (ce qui déjà pourra révéler l'existence du défaut de scellement du puits). Là encore, pour chaque intensité de pompage, il faudra attendre que le régime permanent soit atteint, c'est-à-dire le moment à partir duquel la concentration en traceur recueillie reste constante. Une autre relation pourra alors être établie entre le débit de pompage et la concentration recueillie en sortie de pompage lors du régime permanent. Cette relation dépendra encore des propriétés de la fuite. Notons enfin, d'un point de vue pratique, que les deux opérations que sont relevés piézométriques et échantillonnages de l'eau en sortie de pompage dans l'aquifère 3 pourront être menées simultanément pour les mêmes paliers de pompages. Après avoir brièvement décrit le contexte de l'étude et l'idée de la méthode à appliquer sur le terrain, nous allons maintenant exposer les relations mathématiques qui peuvent être établies.

### 4.3 Présentation de la méthode de détection et de caractérisation proposée

La méthode proposée est le complément de deux types de mesures (Chesnaux et al., 2004). Tout d'abord, une étude chimique, à l'aide d'un traceur permettra de détecter un mauvais scellement et ensuite d'en évaluer l'importance par le calcul du débit de fuite associé. Ensuite, une étude physique permettra de déterminer les caractéristiques physiques du défaut de scellement à partir des débits de fuite calculés. Ainsi, ces deux niveaux d'études appliqués à une procédure de pompages par paliers vont se compléter pour caractériser le défaut de scellement. C'est ce qui est présenté dans ce paragraphe.

#### 4.3.1 Détection de l'existence du défaut de scellement et détermination du débit de fuite (évaluation chimique)

Lorsqu'un pompage est effectué dans le puits de l'aquifère 3, l'eau recueillie peut provenir de plusieurs sources (Figure 4.1) : l'aquifère 3 lui-même, l'aquifère 1 via le défaut de scellement si il existe, et via l'aquitard, et enfin un aquifère ou un aquitard situé en dessous de l'aquifère 3. Un bilan de circulation de l'eau dans le système considéré peut ainsi s'écrire comme suit :

$$V_{Pompé} = V_{Aquifère\ 3} + V_{Défaut\ de\ scellement} + V_{Aquitard} + V_{Autres\ apports} \quad (4.1)$$

où :

- $V_{Pompé}$  est le volume d'eau total recueilli à la sortie de la pompe.
- $V_{Aquifère\ 3}$  est le volume d'eau fourni par l'aquifère 3.
- $V_{Défaut\ de\ scellement}$  est le volume d'eau (provenant de l'aquifère 1) fourni par la fuite via le défaut de scellement.
- $V_{Aquitard}$  est le volume d'eau (provenant de l'aquifère 1) fourni par les infiltrations verticales à travers l'aquitard.

-  $V_{\text{Autres apports}}$  représente les autres apports d'eau provenant d'une couche située en dessous de l'aquifère 3.

En supposant l'injection continue d'un traceur à une concentration fixe  $C_0$  dans le piézomètre de l'aquifère 1, et en supposant que le traceur soit absent ou en quantité suffisamment faible dans le système, alors la seule source de traceur proviendra de l'injection (Meiri, 1989). La simple récupération du traceur en sortie de pompage indiquera alors la présence d'un défaut de scellement. S'il y a présence d'un défaut de scellement, le traceur injecté dans l'aquifère 1 pénétrera dans le défaut de scellement, avec un débit qui sera d'autant plus important que la valeur du débit de pompage sera élevée. En effet, il est supposé que lors du pompage la charge hydraulique à l'entrée du défaut de scellement dans l'aquifère 1 est supérieure à celle à la sortie dans l'aquifère 3 et, ainsi, que l'écoulement se fait de l'aquifère 1 vers l'aquifère 3. Supposons ensuite que la charge hydraulique dans le piézomètre soit maintenue constante, à une valeur supérieure au niveau statique de l'aquifère 1 avant pompage. Cette valeur de charge hydraulique sera notée  $h_{wh}$ . Dans ce cas, on s'assure que l'eau qui empruntera le défaut de scellement provient directement de la solution de traceur injectée, c'est-à-dire qu'il n'y aura pas de dilution de la solution injectée avec les eaux de l'aquifère 1. Dans ce cas, au bout d'un certain temps, l'eau empruntant le défaut de scellement sortira de celui-ci avec une concentration  $C_0$  qui sera égale à la concentration du traceur injectée (Figure 4.2). La valeur  $C_0$  est donc connue. Le traceur en sortie du défaut de scellement à la concentration  $C_0$  est ensuite dilué à partir des autres sources avant de pénétrer dans la pompe. En effet, il faut considérer l'ensemble des apports d'eau réalisés lors du pompage (Équation 4.1). En considérant que tout le volume  $V_{\text{Défaut de scellement}}$  se retrouve en sortie de pompage (pas d'écoulement latéral dans l'aquitard), l'apport en terme de quantité de traceur (apport molaire en traceur) vaudra au bout d'un certain temps  $C_0 \times V_{\text{Défaut de scellement}}$ . Notons  $C_s$  la concentration en traceur mesurée dans les eaux recueillies en sortie de pompage. La quantité molaire recueillie s'écrit donc  $C_s \times V_{\text{Pompé}}$ . Étant donné que le défaut de scellement est le seul apport en traceur du système, la



quantité molaire de traceur des eaux recueillies en sortie de pompage sera la même que celle provenant du défaut de scellement, et on peut ainsi écrire :  $C_0 \times V_{\text{Défaut de scellement}} = C_s \times V_{\text{Pompé}}$ . Il vient donc au bout d'un temps donné en terme de débit en régime permanent :

$$C_0 \times q_f = C_s \times Q_W \quad (4.2)$$

avec :

- $C_0$  la concentration en traceur injecté dans le piézomètre,
- $q_f$  le débit de fuite à travers le défaut de scellement,
- $C_s$  la concentration en traceur des eaux recueillies en sortie de pompage,
- $Q_W$  le débit de pompage.

L'équation 4.2 est finalement une équation qui exprime la dilution du traceur qu'il est possible de formuler avec les hypothèses précitées.

Ainsi, pour une valeur de débit de pompage connue, avec une valeur de concentration d'une solution de traceur que l'on injecte dans le piézomètre de l'aquifère 1 connue, et une valeur de concentration en traceur mesurée en sortie de pompage relevée, il est possible de déterminer le débit de fuite à travers le défaut de scellement si celui-ci existe (Équation 4.3).

$$q_f = \frac{C_s}{C_0} \times Q_W \quad (4.3)$$

Lors de l'essai des pompages par paliers successifs décrits au paragraphe 4.2, il faudra noter deux phases au cours de la réalisation du premier palier de pompage :

Une première phase, correspondant au premier palier de pompage, au cours de laquelle le traceur injecté à la concentration  $C_0$  circule dans le défaut de scellement. Lors de

cette phase transitoire, on observe une distribution des concentrations de traceur en fonction de la position (Figure 4.2) dans le défaut de scellement (dont la géométrie n'est pas connue a priori) due à la dispersion hydrodynamique, soit aux propriétés dispersives du défaut de scellement vis-à-vis de la solution de traceur (Ogata et Banks, 1961).

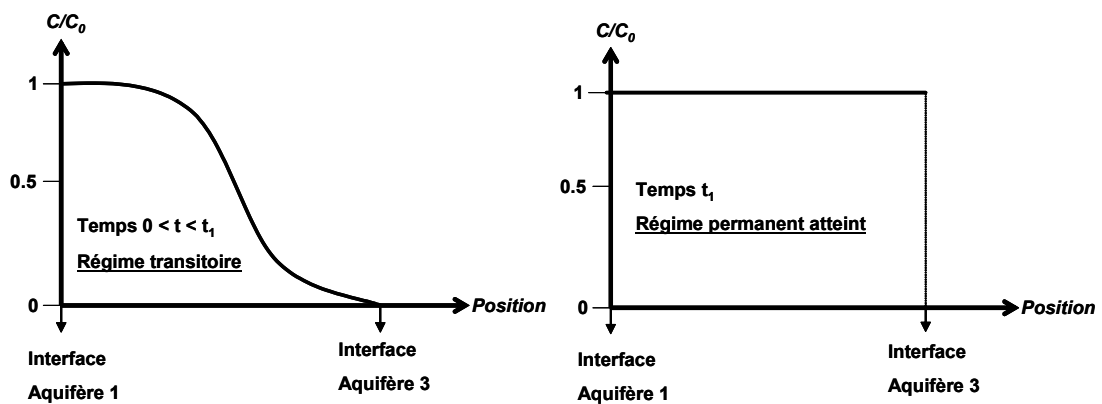


Figure 4.2 : Évolution de la concentration de traceur en fonction de la position dans le défaut de scellement lors du premier palier de pompage.

Une deuxième phase correspond au temps  $t_1$  (Figure 4.2) à partir duquel le régime permanent pour l'évolution des concentrations en traceur à travers le défaut de scellement est atteint. A partir de ce moment, on observe une concentration  $C_0$  dans tout le défaut de scellement, et la concentration recueillie en sortie de pompage devient constante et maximale.

Ainsi, le premier palier de pompage est le plus long, car il faut prendre des mesures de concentration en sortie de pompage, la concentration augmente au cours du temps lors de la phase transitoire avant de se stabiliser à une valeur maximale (Figure 4.3). Cette concentration stabilisée pour le premier palier de pompage au débit  $Q_{W1}$  est désignée par  $C_{S1}$ , le débit de fuite associé (Équation 4.3) est noté  $q_{f1}$ . Pour les paliers de pompage suivants, la stabilisation de la concentration recueillie en sortie de pompage est cette fois-ci instantanée puisque la concentration reste toujours à la concentration  $C_0$  en

sortie du défaut de scellement. Pour un palier de pompage  $Q_{wi}$  sont ensuite relevés une concentration stabilisée  $C_{Si}$  et un débit de fuite  $q_{fi}$  (Figure 4.3) déterminé à partir de l'équation de dilution (Équation 4.3).

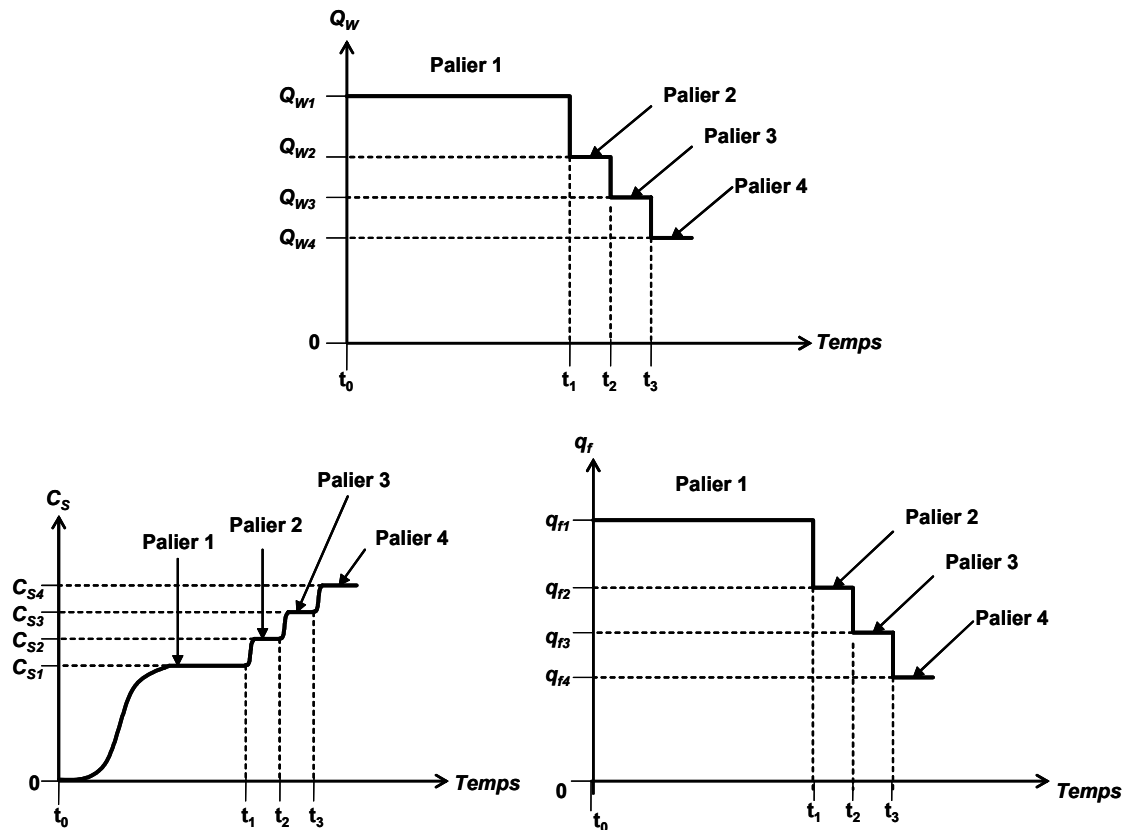


Figure 4.3 : Exemple de comportement d'évolution de la concentration mesurée en sortie de pompage ( $C_s$ ) et du débit de fuite ( $q_f$ ) associé lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs (exemple de pompes par paliers décroissants).

Ainsi, la réalisation de cet essai de traçage, outre qu'il permet la détection du défaut de scellement, permet de déterminer pour toute valeur de pompage le débit de fuite associé à travers le défaut de scellement.

Dans la partie qui suit est présenté comment il est possible de mettre en relation les débits de fuite calculés avec les propriétés physiques du défaut de scellement.

### 4.3.2 Détermination des propriétés du défaut de scellement (évaluation physique)

Deux cas de figures vont être mentionnés dans cette partie. Il s'agit d'un cas général pour lequel l'aquifère 3 peut être à nappe captive ou semi captive, et un autre cas s'appliquant uniquement pour un aquifère 3 à nappe captive.

#### ✓ Cas général

Par application de la loi de Darcy entre l'entrée et la sortie du défaut de scellement, il vient :

$$q_f = \frac{k_2 A}{L} (h_{2i} - h_{2o}) \quad (4.4)$$

On peut supposer que les charges hydrauliques à l'entrée et à la sortie du défaut de scellement, respectivement  $h_{2i}$  et  $h_{2o}$  sont égales aux charges hydrauliques mesurées respectivement dans le piézomètre ( $h_{wh}$ ) et dans le puits ( $h_{wb}$ ). En effet, étant donné la proximité des crépines avec les extrémités du défaut de scellement, cette hypothèse est raisonnable. On écrit donc  $h_{2i} = h_{wh}$  et  $h_{2o} = h_{wb}$ .

Avec l'équation 4.4, le débit de fuite s'écrit donc aussi de la manière suivante :

$$q_f = \frac{k_2 A}{L} (h_{wh} - h_{wb}) = \frac{k_2 A}{L} \Delta h_w \quad (4.5)$$

avec  $\Delta h_w$  la différence de charge hydraulique mesurée entre le piézomètre et le puits.

En effectuant plusieurs étapes numérotées  $i$  de débits de pompage  $Q_{wi}$  de valeurs différentes, il est possible de mesurer les valeurs de  $\Delta h_{wi}$  ( $h_{whi} - h_{wbi}$ ) qui sont associées (Figure 4.4).

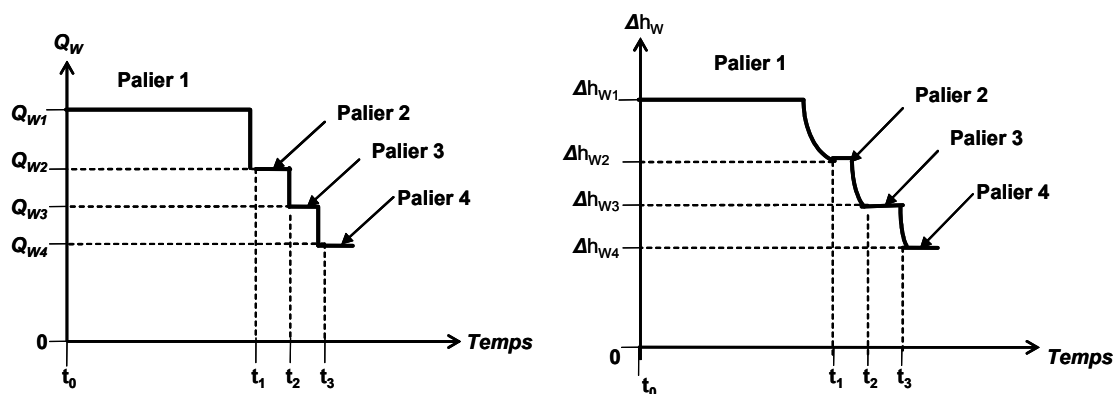


Figure 4.4 : Exemple de comportement d'évolution de la différence de charge hydraulique ( $\Delta h_w$ ) mesurée entre le piézomètre ( $h_{wh}$ ) et le puits ( $h_{wb}$ ) lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs.

Comme montré au paragraphe 4.3.1, les valeurs de débits de fuite associées  $q_{fi}$  sont déterminées (Équation 4.3). D'après l'équation 4.5, il est alors possible de tracer  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  et de déterminer la pente de la droite dont la valeur est  $k_2 A/L$  (Figure 4.5).

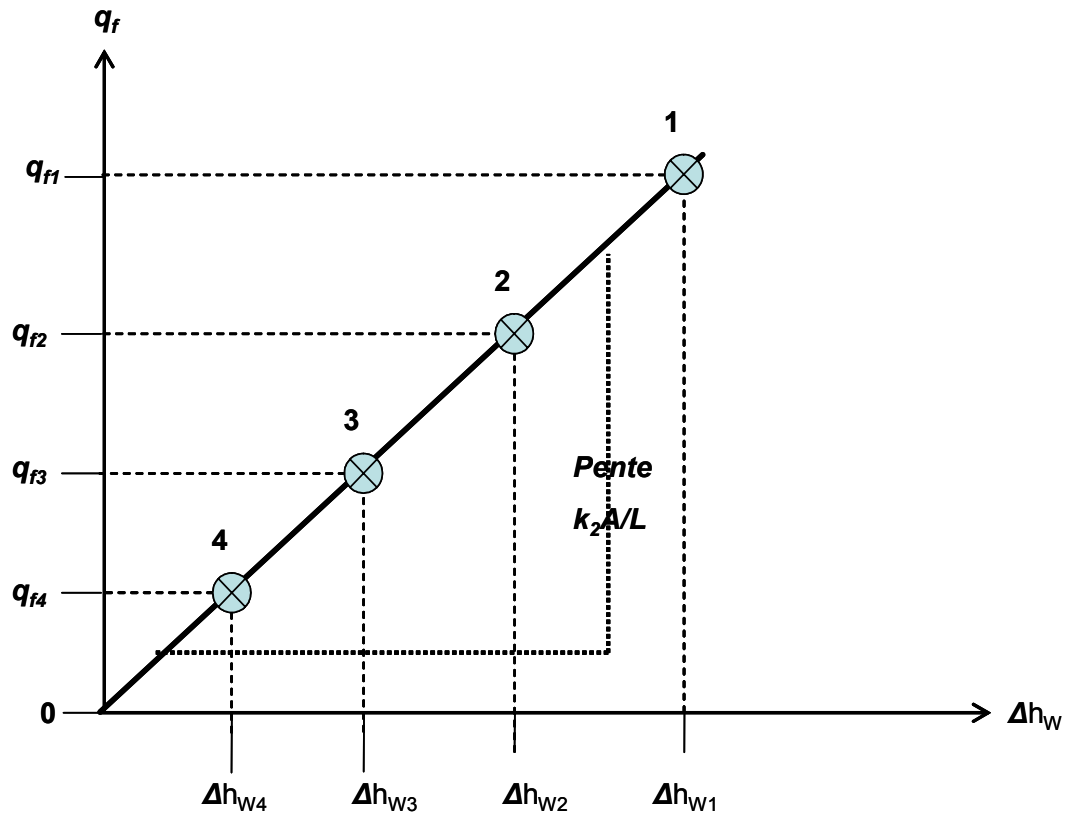


Figure 4.5 : Exemple du tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  pour la détermination des propriétés du défaut de scellement ( $k_2A/L$ ) lors de la réalisation de quatre paliers de pompage successifs.

Le terme  $k_2A/L$  englobe donc les propriétés hydrauliques et géométriques du défaut de scellement. Une fois ce terme connu, il est alors possible de déterminer la valeur du débit de fuite pour n'importe quelle valeur de débit de pompage (Équation 4.5). Il est notamment aussi possible de déterminer le débit de fuite sans pompage par extrapolation de la droite.

Le tracé d'une droite  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  permet d'obtenir une valeur moyenne de la valeur  $k_2A/L$  qui sera d'autant plus valide, que le nombre de points, donc de paliers de pompes successifs est important. En effet, il serait encore possible de se contenter uniquement de la première étape de pompage pour déterminer une valeur de  $k_2A/L$ , mais l'incertitude sur cette valeur serait trop grande. Pour obtenir une droite, au moins

deux points sont nécessaires, il faut donc réaliser au moins deux paliers de pompage. Cependant, à cause des incertitudes sur les prises de mesures, plus le nombre de paliers de pompage est important, plus la détermination de  $k_2A/L$  sera précise et significative.

✓  **Compléments pour le cas où l'aquifère 3 est à nappe captive**

- Détermination de  $Q_W$  vs.  $q_f$ :

Dans le cas où l'aquifère 3 est à nappe captive, alors le pompage recueille uniquement les eaux en provenance du défaut de scellement et les eaux en provenance de l'aquifère lui-même. L'équation 4.1 devient ainsi :

$$V_{Pompé} = V_{Aquifère} + V_{Défaut\ de\ scellement} \quad (4.6)$$

En effet, l'aquitard est considéré complètement imperméable (il n'y a pas de percolation entre l'aquifère 1 et l'aquifère 3) et il n'y a pas d'« autres apports » d'eau. On peut donc écrire en terme de débit :

$$Q_W = q_f + q_b \quad (4.7)$$

Avec  $q_b$  le débit fourni par l'aquifère 3. Ce débit est exprimé par l'équation de Thiem (1906) que l'on peut considérer entre le puits et la frontière de recharge de l'aquifère 3 à nappe captive. Le débit  $q_b$ , une fois le régime permanent atteint, s'écrit alors de la manière suivante :

$$q_b = \frac{2\pi T_3}{\ln\left(\frac{r_r}{r_{wb}}\right)} (h_r - h_{wb}) = \lambda (h_r - h_{wb}) \quad (4.8)$$

avec :

- $T_3$  la transmissivité de l'aquifère 3,
- $r_r$  le rayon d'influence de l'aquifère 3 ou encore la distance radiale de la frontière de recharge au centre du puits,
- $r_{wb}$  le rayon du puits,
- $h_r$  la charge hydraulique à la frontière de recharge de l'aquifère 3,

-  $\lambda$ , valeur constante : 
$$\lambda = \frac{2\pi T_3}{\ln\left(\frac{r_r}{r_{wb}}\right)}$$

Il faut signaler qu'au lieu de la frontière de recharge, il aurait pu être considéré une donnée piézométrique à une certaine distance du puits. Cependant, nous supposons le cas où cette donnée ne serait pas disponible.

Les hypothèses de Thiem (1906) qui doivent être satisfaites sont les suivantes :

- Lors des pompages, on suppose que le niveau d'eau dans le puits reste situé à une élévation supérieure à celle du toit de l'aquifère.
- L'aquitard est considéré imperméable, c'est à dire qu'il n'y a pas de percolation verticale à travers celui-ci ou encore que l'aquifère 3 n'est pas un aquifère à nappe semi-captive mais reste bien un aquifère à nappe captive.
- Lors d'une phase de pompage, le débit de pompage reste constant et atteint un régime d'écoulement permanent.
- L'eau et le squelette solide de l'aquifère sont incompressibles.
- L'aquifère est homogène, isotrope, d'épaisseur uniforme, sur un substratum horizontal imperméable.
- Le puits pénètre entièrement l'aquifère, il est crépiné sur toute la hauteur de celui-ci et son diamètre est infiniment petit..
- La loi de Darcy peut s'appliquer.



Pour le cas de l'aquifère à nappe captive, la loi de Darcy appliquée au défaut de scellement reste bien sûr valable (Équation 4.5). En combinant les équations 4.5, 4.7, et 4.8, il est alors possible de trouver une relation entre le débit de pompage  $Q_W$  et le débit de fuite  $q_f$  pour le régime permanent :

$$Q_W = \left(1 + \frac{\lambda L}{k_2 A}\right) q_f + \lambda(h_r - h_{wh}) \quad (4.9)$$

On constate ainsi que la relation entre le débit de pompage et le débit de fuite à travers le défaut de scellement est linéaire. En effet, le terme  $\lambda(h_r - h_{wh})$  est constant puisque nous imposons lors de la procédure une charge hydraulique d'injection constante  $h_{wh}$  dans le piézomètre.

L'équation 4.9 peut donc s'écrire sous la forme  $Q_W = \alpha q_f + \beta$  avec  $\alpha$  et  $\beta$  deux paramètres constants dont les écritures sont les suivantes :

$$\alpha = 1 + \frac{\lambda L}{k_2 A} \quad (4.10)$$

$$\beta = \lambda(h_r - h_{wh}) \quad (4.11)$$

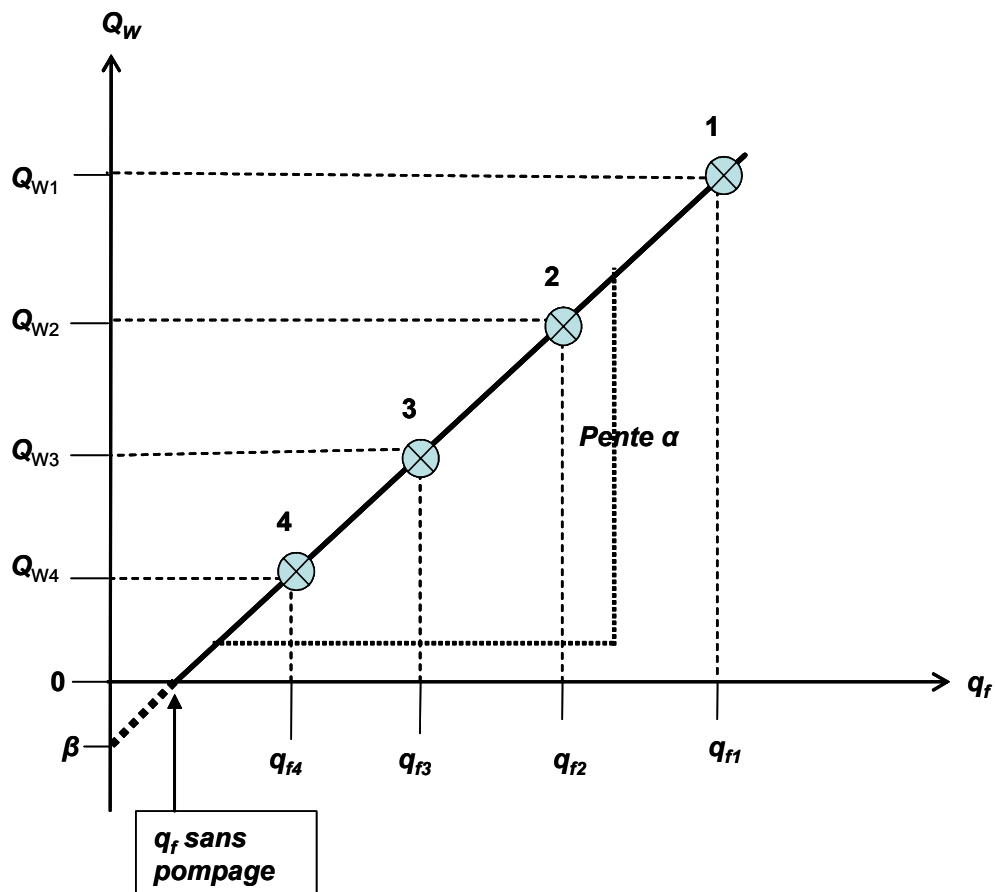


Figure 4.6 : Tracé de  $Q_W$  vs.  $q_f$  et relevé du coefficient directeur  $\alpha$  et de l'ordonnée à l'origine  $\beta$  par extrapolation de la droite.

- Détermination de paramètres inconnus (aquifère 3):

Il est intéressant de constater qu'une fois le produit  $k_2A/L$  déterminé par la méthode des pompages par paliers successifs dans le cas d'un aquifère 3 à nappe captive, et une fois la régression de  $Q_W$  vs.  $q_f$  déterminée, il est possible à partir des équations 4.10 et 4.11 de déterminer les termes  $\lambda$  et  $(h_r - h_{Wb})$ .

$$\lambda = \frac{k_2 A}{L} (\alpha - 1) = \frac{k_2 A}{L} \times \frac{2\pi T_3}{\ln(r_r / r_{wb})} \quad (4.12)$$

$$(h_r - h_{wh}) = \frac{\beta}{\lambda} \quad (4.13)$$

Les valeurs de  $k_2 A/L$ ,  $r_{wb}$ , et  $h_{wh}$  sont connues, celles de  $\alpha$  et  $\beta$  sont relevées graphiquement (Figure 4.6). Il est possible avec les équations 4.12 et 4.13 de déterminer certains paramètres qui pourraient être inconnus parmi lesquels :  $T_3$ , puis  $k_3$ ,  $r_r$ , et  $h_r$ . Deux paramètres parmi ceux-ci peuvent être déterminés puisque l'on dispose de deux équations. Ainsi, outre la caractérisation du défaut de scellement, la méthode des pompages par paliers successifs permet éventuellement dans le cas d'un aquifère 3 à nappe captive de caractériser certains paramètres de celui-ci qu'il peut être intéressant à connaître.

- Détermination du débit de fuite sans pompage par extrapolation de la droite  $Q_w$  vs.  $q_f$ :

La droite de régression  $Q_w$  vs.  $q_f$  peut être extrapolée pour déterminer la valeur du débit de fuite lorsque  $Q_w = 0$ , c'est-à-dire dans le cas où il n'y a pas de pompage dans l'aquifère 3 (Figure 4.6). De plus, connaissant cette valeur de débit de fuite, il est possible de retrouver la valeur de  $\Delta h_w$  à laquelle elle correspond à partir soit de la connaissance de  $k_2 A/L$  (Équation 4.5), soit à partir de la droite de régression de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (Figure 4.5). Ceci est intéressant par exemple pour la quantification de l'impact de la contamination croisée sans pompage. C'est le cas notamment pour des situations de puits de pompage fonctionnant par intermittence, mais également dans le cas de puits abandonnés ou de puits d'observation.

- Cas d'une mise en connexion régionale entre l'aquifère 1 et l'aquifère 3 (exemple d'un aquitard discontinu) :

Le terme  $\lambda(h_r - h_{wh})$  de l'équation 4.9 devient nul lorsque  $h_r = h_{wh}$ , c'est-à-dire lorsque la charge hydraulique d'injection dans l'aquifère 1 est égale à la charge hydraulique à la frontière de recharge de l'aquifère 3, ou encore le niveau statique de l'aquifère (écoulement régional négligé selon les hypothèses de Thiem). Notons que cette remarque pourra être vérifiée ultérieurement lors des simulations numériques.

Si tel est le cas, cela signifie d'après l'équation 4.9 que :

$$Q_w = \alpha q_f \quad (4.14)$$

Autrement dit, lorsque les aquifères 1 et 3 sont hydrauliquement en contact ( $h_r = h_{wh}$ ), le débit de fuite devient proportionnel au débit de pompage. À ce moment là, il est intéressant de remarquer que lors de la réalisation des pompages par paliers successifs, la concentration en traceur mesurée en sortie de pompage doit rester constante d'après l'équation de dilution (Équation 4.3). Ceci implique que le terme  $C_s/C_0$  est constant (donc  $C_s$  constante), la concentration ne varie pas au cours des différents paliers de pompage. Cette remarque sera bien sûr à vérifier par la suite lors des validations numériques et expérimentales.

### 4.3.3 Récapitulation des hypothèses, recommandations, et discussion

- **Modalités d'injection du traceur**

Lorsque l'on réalise un pompage dans le puits, avec injection de traceur dans le piézomètre, il faut s'assurer qu'il n'y aura pas de « bruit de fond », à savoir que le traceur ne se trouve pas naturellement dans le système, ou alors en quantité si faible que sa présence initiale est négligeable par rapport aux quantités injectées. Pour cela,

une solution est d'injecter à de fortes concentrations, de sorte à récupérer en sortie de pompage des concentrations suffisamment élevées pour que celles initialement présentes dans les aquifères puissent être négligées par rapport aux valeurs recueillies. Il faut de plus s'assurer que le traceur est injecté à une concentration constante, à une charge hydraulique supérieure aux charges hydrauliques avoisinantes dans l'aquifère 1 de telle manière qu'il n'y ait pas de dilution dans celui-ci et que le traceur puisse pénétrer dans le défaut de scellement à la même concentration  $C_0$ . Il faut ainsi créer localement autour du piézomètre une « auréole d'injection » à la concentration  $C_0$ , même si il faut injecter un surplus de traceur dans l'aquifère 1.

Il faut enfin que le traceur soit inerte (pas de dégradation) et non réactif, et s'assurer de la non-toxicité du traceur pour l'environnement. Après les essais, le traceur injecté dans le sol peut également être récupéré par pompage dans les deux aquifères afin de limiter sa diffusion dans l'environnement, même si le traceur est a priori non toxique.

Une autre solution à envisager est de ne pas effectuer d'injection de traceur. Ce cas sera possible lorsque les compositions chimiques en éléments dissous des eaux des deux aquifères sont différentes. En effet, si un élément chimique est présent dans l'aquifère 1, et qu'il ne l'est pas dans l'aquifère 3 (ou alors en concentrations négligeables par rapport à celles mesurées dans l'aquifère 1), alors, cet élément pourra être utilisé comme traceur lors de l'application de la méthode des pompages par paliers successifs. Dans ce cas, il n'y aura pas d'injection de traceur avec surcharge hydraulique dans le piézomètre à réaliser, il faudra cependant mesurer la concentration  $C_0$  dans l'aquifère de l'élément choisi. Celle-ci est alors supposée constante dans l'aquifère, notamment au cours de l'essai. On s'assure ainsi que le « traceur naturel » pénétrera bien à la concentration  $C_0$  dans le défaut de scellement. Quant à la charge hydraulique dans le piézomètre, elle pourra être considérée égale au niveau statique de l'aquifère 1, c'est-à-dire  $h_1 = h_{wh}$ . Pour le reste, les procédures à suivre pour l'application de la méthode des pompages par paliers successifs restent les mêmes.

Cette étude chimique préalable de la composition des eaux des aquifères devrait être systématique de manière à privilégier la solution du suivi d'un traceur naturel par rapport à celle de l'injection. En effet, aussi bien d'un point de vue environnemental que de santé publique, il n'est jamais recommandé d'injecter un traceur pour lequel les effets toxiques à long terme ne sont pas toujours bien connus.

- **Cas d'un aquifère 3 à nappe semi-captive**

La méthode de détection que nous venons d'énoncer est à la fois qualitative et quantitative. Elle est qualitative car elle permet de détecter en sortie de pompage la présence ou non du traceur. C'est la méthode proposée par Meiri (1989). Elle est quantitative car elle permet d'évaluer les débits de fuite. Le problème est de savoir si le traceur peut provenir également d'un écoulement vertical via l'aquitard (cas d'un aquifère 3 à nappe semi-captive). Si tel est le cas, la récupération de traceur en sortie de pompage n'indique pas nécessairement une défaillance de la réalisation du scellement du puits. Cependant, il faut noter que l'injection du traceur est très locale et se situe à proximité de la partie détériorée de l'aquitard (défaut de scellement) si elle existe. C'est pourquoi, si un défaut de scellement existe, le traceur est très vite récupéré, d'autant plus si le débit de pompage est élevé, créant ainsi un gradient vertical important entre les deux aquifères et des vitesses d'écoulement importantes à travers le défaut de scellement. Il faut donc a priori avoir recours à des débits de pompage les plus élevés possibles sans toutefois dénoyer la crépine du puits.

Dans le cas où l'écoulement à travers l'aquitard est à considérer, le terme  $V_{\text{Aquitard}}$  de l'équation 4.1 doit être pris en compte. Le bilan suivant peut ainsi être réalisé en ajoutant la contribution de l'écoulement à travers l'aquitard dans l'équation 4.2 :

$$C_s \times Q_w = (C_0 \times q_f) + (C \times q)_{\text{Aquitard}} \quad (4.15)$$

avec le terme  $(C \times q)_{\text{Aquitard}}$  représentant l'apport en quantité de traceur à travers l'aquitard pour un intervalle de temps donné.

L'équation de dilution 4.3 pour la détermination du débit de fuite à travers le défaut de scellement devient donc :

$$q_f = \frac{C_s Q_W}{C_0} - \frac{(Cq)_{Aquitard}}{C_0} \quad (4.16)$$

Il est ainsi intéressant de remarquer que lorsque la méthode des pompages par paliers successifs est appliquée alors que la conductivité hydraulique de l'aquitard n'est plus négligeable par rapport à celle du défaut de scellement, la valeur du débit de fuite calculée (Équation 4.3) est surestimée par rapport à la valeur réelle (Équation 4.16).

- **Possibilités de drainage et d'infiltration dans l'aquifère 1 à nappe libre au cours de l'essai**

Il est possible qu'au cours de l'essai, les niveaux statiques des aquifères évoluent. Ainsi, par exemple, si l'aquifère 1 est à nappe libre, lors d'une phase de recharge par des précipitations, il pourra être plus délicat de maintenir une charge hydraulique  $h_{wh}$  constante supérieure au niveau statique. C'est pourquoi, il faut mieux adopter une surcharge plus importante durant la durée de l'essai. Lors d'une phase de drainage par contre, le maintien d'une surcharge constante dans le piézomètre ne posera pas de problème.

- **Possibilités de dénoyage de la crépine du puits**

Il faut rappeler que la méthode est valable dans la limite des valeurs de débit de pompage n'impliquant pas un dénoyage de la crépine du puits.

- **Niveaux statiques des aquifères**

Dans le cas d'un puits artésien où le niveau statique de l'aquifère 3 serait supérieur au niveau statique de l'aquifère 1, la méthode reste applicable. Il faudra cependant assurer des débits de pompages suffisamment importants pour créer un rabattement suffisant

permettant un écoulement vers le bas à travers le défaut de scellement, et pouvoir ainsi déterminer ses caractéristiques.

- **Cas d'un aquifère 1 à nappe captive**

Lorsque l'aquifère 1 est à nappe captive, les modalités d'opération ne changent pas, il faut cependant respecter une injection dans des conditions de surcharge hydraulique par rapport au niveau statique de l'aquifère pour les raisons discutées précédemment.

- **Débits de pompage et possibilités de changement des propriétés du défaut de scellement**

Les propriétés du défaut de scellement sont susceptibles d'évoluer dans le temps. En effet, lors de pompages, les gradients hydrauliques à travers le scellement lui-même ou l'aquitard détérioré peuvent engendrer des érosions progressives du scellement. Ceci a d'autant plus de chance de se produire que les débits de pompage sont élevés (forts gradients).

- **Hypothèses sur les charges hydrauliques mesurées dans le puits et le piézomètre**

Il convient de rappeler que les charges hydrauliques mesurées dans le puits et le piézomètre sont considérées égales aux charges hydrauliques respectivement à la sortie et à l'entrée du court-circuit hydraulique. Ceci revient à négliger les pertes de charge qui ont lieu à travers les lanternes de sable et les crépines. Cependant, étant donné leurs faibles épaisseurs, ces pertes sont minimales et pourront être négligées. Cela pourra être vérifié par les simulations numériques.

- **Pompages par paliers**

Les séries de pompages pourront s'effectuer soit en augmentant les débits de pompage, soit en les diminuant. Cette décision devra être prise en fonction des conditions rencontrées. En effet, si le débit de pompage est limité (faible capacité de recharge de



l'aquifère 3, possibilités de dénoyage de la crépine même à de faibles débits), il sera par exemple préférable de commencer la première étape de pompage au débit maximal, puis ensuite diminuer le débit pour les autres paliers suivants. Dans ce cas, un gain de temps sera également réalisé puisque la pénétration du traceur dans le défaut de scellement lors du premier palier de pompage sera plus rapide. Il sera à vérifier cependant à ce que de trop forts débits de pompage ne soient pas susceptibles d'endommager le scellement, d'autant plus si il s'avère que celui-ci a été bien réalisé au départ.

Enfin, il faut signaler que lors des différentes étapes de pompage, la position de la pompe dans la crépine du puits est sans importance si le débit de pompage est suffisant pour récupérer toute la quantité de traceur en provenance du défaut de scellement. Ceci sera vérifié au cours de simulations numériques.

#### **4.4 Conclusion**

La méthode de détection et de caractérisation proposée a été rendue la plus simple possible d'un point de vue mathématique, l'objectif étant de pouvoir appliquer le protocole sur le terrain. La simplicité des équations analytiques développées permettra une mise en œuvre assez simple et facile de la méthode sur le terrain. La méthode est de plus peu limitée et est applicable pour un grand nombre de cas de figures de défauts de scellement de puits.

De plus, les prises de données sont limitées afin de diminuer les sources d'erreur provenant des mesures. Mesures chimiques et physiques se complètent bien pour d'une part détecter le défaut de scellement, et d'autre part le caractériser. Une incertitude importante existe sur la forme du défaut de scellement, sa longueur et ses propriétés hydrauliques (hétérogénéité, anisotropie, coefficients de forme...), c'est pourquoi il serait trop ambitieux et trop incertain de vouloir déterminer chacune des variables séparément compte tenu des outils limités dont on dispose en hydrogéologie. La

détermination du module  $k_2A/L$  est ainsi suffisante pour ensuite déterminer les débits de fuite et quantifier l'importance de la contamination croisée.

D'un point de vue économique et humain, les ressources nécessaires sont également réduites afin de rendre la méthode la plus viable possible. L'intérêt enfin d'une telle méthode est qu'elle peut s'appliquer sur des puits abandonnés ou sur des puits déjà en fonctionnement, il n'est pas nécessaire de réaliser une détection juste après les opérations de forage, elle peut être mise en œuvre à n'importe quel moment.

Il reste maintenant à vérifier cette méthode de façon numérique et expérimentale, ce qui est présenté dans la suite du développement.

## CHAPITRE 5

### SIMULATIONS NUMÉRIQUES

Les simulations numériques constituent une première étape à la validation de la méthode proposée de détection et de caractérisation d'un court-circuit hydraulique. Dans un premier temps sont présentés les objectifs visés par la réalisation de simulations numériques. Ensuite est donnée une description du modèle étudié pour lequel seront analysés les résultats numériques. Ces derniers seront alors interprétés et appliqués à la méthode. Enfin, différents cas de figures sont étudiés numériquement en faisant varier des paramètres afin d'observer leur incidence sur les résultats obtenus.

#### 5.1 Objectifs des simulations numériques

L'objectif de ce chapitre est d'appliquer la méthode développée présentée au chapitre précédent à des résultats de simulations numériques. Pour cela, il a été choisi un modèle de base, à grandes échelles, reproduisant le contexte hydrogéologique étudié, tel que présenté précédemment. Les caractéristiques du modèle (les données d'entrée) sont fixées (disposition des entités hydrogéologiques, géométrie et propriétés des matériaux, conditions aux frontières...).

Le protocole de détection et de caractérisation d'un défaut de scellement qui a été défini par la méthode des « pompages par paliers successifs » est exécuté numériquement (paliers de pompages successifs et injection du traceur). Les résultats des calculs numériques sont ensuite relevés (Charges hydrauliques dans les puits et concentrations en traceur en sortie de pompage, correspondant à chaque palier de pompage), puis interprétés selon la méthode pour calculer les débits de fuites ( $q_f$ ) et déterminer les caractéristiques du défaut de scellement ( $k_2A/L$ ). Les débits de fuite calculés par l'équation de dilution sont alors comparés à ceux calculés numériquement d'une part, et d'autre part, la valeur de  $k_2A/L$  déterminée graphiquement est comparée à

celle calculée à partir des données du problème. C'est de cette manière que sera vérifiée numériquement la validité de la méthode et des hypothèses associées.

Par ailleurs, il sera possible de faire varier certains paramètres du modèle afin d'observer leur incidence sur les résultats obtenus. Il sera alors possible de vérifier dans quelles mesures les hypothèses restent valides par rapport aux paramètres considérés. C'est le cas notamment de l'hypothèse de la faible conductivité hydraulique de l'aquitard par rapport à celle du défaut de scellement, mais également de l'égalité de la charge hydraulique à la sortie du défaut de scellement dans l'aquifère 3 et de la charge hydraulique mesurée dans le piézomètre ( $h_{20} = h_{wb}$ ).

Dans les parties 5.2, 5.3, et 5.4 qui suivent est considéré un problème pour lequel un composant chimique déjà en présence dans l'aquifère 1 est pris comme traceur. Cela implique que ce composant chimique est présent uniquement (au sein de l'ensemble du système) dans cet aquifère. Il n'y aura donc pas d'injection de traceur à réaliser dans le piézomètre, ni de surcharge hydraulique à imposer au niveau du piézomètre pour l'injection. À l'inverse, dans la partie 5.5 sera étudié le cas pour lequel une injection d'un traceur (initialement absent du système) est réalisée dans le piézomètre avec une surcharge hydraulique de manière à assurer autour de l'entrée du défaut de scellement une auréole de solution à la concentration d'injection du traceur ( $C_0$ ).

## 5.2 Présentation du modèle de base étudié

La modélisation numérique est réalisée à l'aide des logiciels SEEP/W (écoulement) et CTRAN/W (transport). Ces logiciels (Geo-slope International, 2002) ont été présentés dans le paragraphe 3.4.1. Ils ont été préalablement validés sous plusieurs conditions (régimes transitoire/permanent, conditions saturée/non saturée) par différentes études (Chesnaux et al., 2004 ; Martin, 2003 ; Masse, 2003 ; Chapuis et al., 2001 ; Stroligo, 2000).

### 5.2.1 Description du problème considéré

- **Disposition et géométrie des différentes entités**

Le problème étudié est axisymétrique, centré sur l'axe du puits de pompage dans l'aquifère 3 (Figure 5.1). Les aquifères et l'aquitard sont définis dans un rayon de 20 m autour de l'axe du puits. Le système est défini sur une hauteur de 15 m, chaque entité (les deux aquifères et l'aquitard, ainsi que le défaut de scellement) ayant une hauteur identique de 5 m. Le puits de pompage, d'une hauteur de 15 m, a un rayon de 0.1 m et il est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère 3, soit sur une hauteur de 5 m. La crépine est entourée par une lanterne de sable dont l'épaisseur est de 0.2 m. Sa forme est donc celle d'un anneau cylindrique de rayon intérieur 0.1 m et de rayon extérieur 0.3 m. Le piézomètre instrumentant l'aquifère 1, d'une hauteur de 5 m, est du fait des conditions 2D (système axisymétrique) représenté par un anneau cylindrique. En effet, il est désaxé par rapport à l'axe du puits et ne peut être représenté par sa géométrie réelle qui est celle d'un tube cylindrique. L'anneau cylindrique a un rayon intérieur de 0.15 m et un rayon extérieur de 0.25 m (épaisseur de 0.1 m). Le piézomètre est également crépiné sur toute sa hauteur et entouré d'une lanterne de sable dont le rayon intérieur est de 0.25 m et le rayon extérieur de 0.3 m (épaisseur de 0.05 m). Le défaut de scellement est également représenté par un anneau cylindrique. Sa hauteur  $L$  est de 5 m et son épaisseur de 0.05 m, il traverse tout l'aquitard. Ses extrémités (entrée et sortie) se situent aux extrémités extérieures des lanternes de sable. Son rayon intérieur est donc 0.3 m et son rayon extérieur de 0.35 m. La surface d'écoulement dans le défaut de scellement vaut donc :  $A = \pi(0.35^2 - 0.3^2) = 0.1021 \text{ m}^2$ .

Concernant les aquifères, le rayon intérieur des aquifères 1 et 3 sont de 0.3 m (rayon du trou de forage) et leur rayon extérieur ( $r_r$ ) de 20 m. La géométrie du modèle restera inchangée pour toutes les simulations.

Enfin, la base de l'aquifère 3 constitue le plan pris pour origine des élévations et des charges hydrauliques.

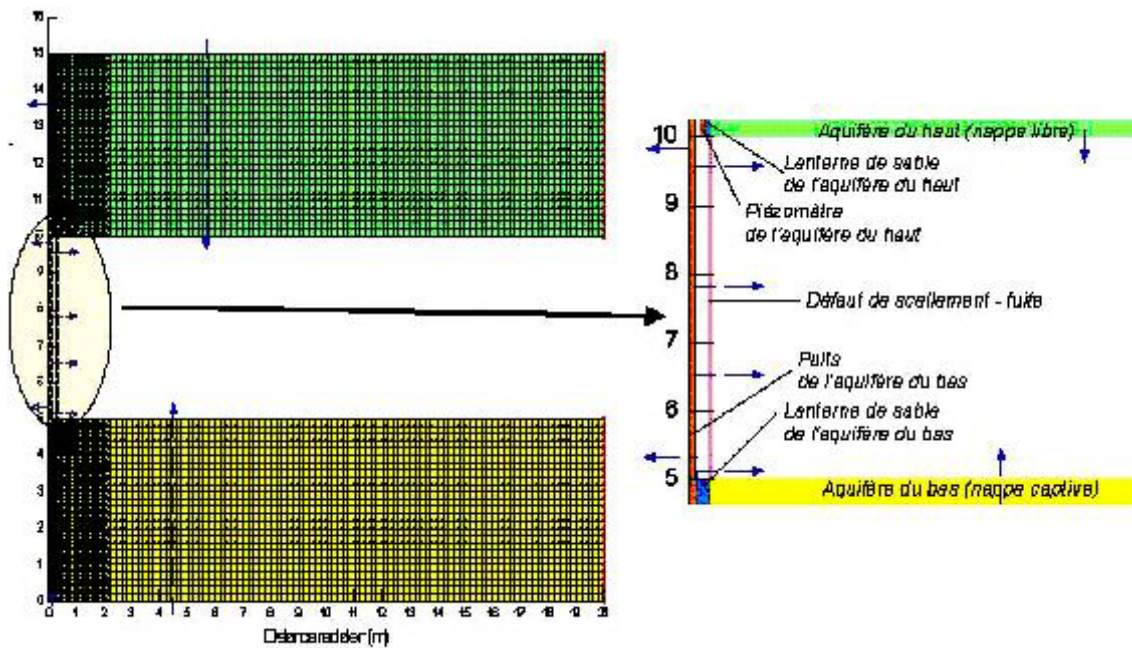


Figure 5.1 : Présentation du maillage du problème considéré pour les simulations numériques où l'on retrouve aquifères haut et bas.

- **Description du maillage**

Le maillage se compose d'un total de 8752 nœuds et 8342 éléments (Figure 5.1). Le maillage est raffiné dans les aquifères au niveau des extrémités du défaut de scellement, et à l'intérieur du défaut de scellement lui-même. En effet, un raffinement du maillage est nécessaire dans les zones où les gradients d'écoulement risquent d'être les plus importants (Chapuis et al., 2001) c'est-à-dire où il est observé des variations spatiales importantes des charges hydrauliques. Enfin, des sections pour lesquelles un calcul du débit sera effectué par SEEP/W (représentées par des lignes fléchées) sont définies. Elles ont été définies au sein du défaut de scellement pour le calcul des débits de fuite, et dans les aquifères (Figure 5.1). Le logiciel calcule pour ces sections un flux (débit par unité de surface ou encore une vitesse). Il faut noter qu'étant donné que le problème étudié est axisymétrique, les calculs de débits effectués par le logiciel sont donnés par unité de radian.

- **Propriétés des matériaux**

Les matériaux sont tous considérés saturés. Les conductivités hydrauliques des aquifères, de l'aquitard et du défaut de scellement seront variables selon les cas de figures considérés par la suite. La conductivité hydraulique des lanternes de sable est cependant fixée dans tous les cas à  $10^{-3}$  m/s et celle des puits à  $10^3$  m/s. En effet, la conductivité hydraulique des puits est en théorie infinie par rapport à celle dans les milieux poreux, et cette dernière valeur permet un contraste suffisamment important avec la conductivité hydraulique ordinairement définie pour ceux-ci. Par ailleurs, en dehors des crépines, les tubages des puits sont représentés par une frontière imperméable. Les teneurs volumiques en eau des matériaux (ou encore les degrés de saturations puisque les matériaux sont saturés) sont fixées à 100 % pour l'intérieur des puits, 35 % pour les aquifères et le défaut de scellement, 38 % pour les lanternes de sable, et 20 % pour l'aquitard. Enfin, les valeurs de dispersivité longitudinale sont de 1 m pour tous les matériaux, exceptés les puits dont la valeur est de 0.1 m. Les dispersivités transversales sont le dixième des dispersivités longitudinales, soit respectivement 0.1 m et 0.01 m. Dans ces conditions, par rapport aux dimensions du maillage, les conditions sur le nombre de Peclet et sur le nombre de Courant (voir 3.4.1) sont respectées. Il est à noter que dans le cas qui nous intéresse, les valeurs de dispersivités sont sans importance, elles n'interviennent pas en effet dans l'équation de dilution (Équation 4.3). Leur influence se situe uniquement au niveau de la phase transitoire au cours de la réalisation du premier palier de pompage. En effet, le temps au bout duquel un régime permanent est atteint (soit concentration  $C_0$  atteinte dans tout le défaut de scellement) est fonction de la dispersivité du défaut de scellement. Enfin, il faut signaler que les coefficients de diffusion moléculaire sont négligés (valeur définie nulle dans CTRAN/W).

- **Conditions aux frontières**

Des conditions aux frontières doivent être définies dans SEEP/W et CTRAN/W.

Pour le cas d'une étude sans injection de traceur (suivi d'un traceur naturel initialement présent dans l'aquifère 1) est fixée aux nœuds une condition de charge hydraulique identique pour tout l'aquifère 1, ainsi que pour le piézomètre (Charge hydraulique  $h_l = h_{wh}$ ). Ce cas sera considéré dans les parties 5.3 et 5.4. Dans le cas d'une injection de traceur dans le piézomètre de l'aquifère 1 avec surcharge hydraulique (partie 5.5) sera fixée aux nœuds dans le piézomètre une condition de charge hydraulique  $h_{wh}$  supérieure au niveau statique  $h_l$  de l'aquifère. Par ailleurs, la frontière de l'aquifère 1 se situera dans ce cas à une distance de 20 m de l'axe du puits (extrémité de l'aquifère) où une condition de charge hydraulique de valeur  $h_l$  est fixée aux nœuds.

Dans les deux cas (avec ou sans injection), pour l'aquifère 3 à nappe captive ou semi captive, dans lequel les pompages sont réalisés, il est considéré que la frontière de recharge se situe à une distance de 20 m de l'axe du puits (extrémité de l'aquifère) où une condition de charge hydraulique de valeur  $h_3$  est fixée aux nœuds.

Le pompage dans le puits de pompage est réalisé par une condition de débit total négatif affecté à un nœud dans la crépine du puits. Étant donné que ce débit varie dans le temps lors des pompages par paliers successifs, une fonction débit versus temps est définie. Cinq paliers de pompage successifs sont définis pour toutes les simulations.

Enfin, dans le logiciel CTRAN/W est fixée au sein de l'aquifère 1, dans le cas sans injection, une condition de concentration constante d'un soluté (représentant le traceur naturel) de 100 ppm (condition  $C_0$  fixée aux nœuds). Dans le cas avec injection de traceur dans le piézomètre, cette condition aux nœuds  $C_0 = 100$  ppm est appliquée uniquement aux nœuds du piézomètre sur toute la hauteur de celui-ci. Au niveau du nœud dans le puits où le pompage est réalisé est affectée dans CTRAN/W une condition de libre sortie de masse du contaminant signifiant qu'il ne peut pas y avoir à ce nœud une accumulation du contaminant et que celui-ci sort librement du système (défini dans le logiciel par  $Q_m = 0$  et  $Q_d = 0$ ). La mesure de la concentration à ce nœud donnera donc la concentration mesurée dans les eaux recueillies en sortie de pompage.



- **Exécution des simulations**

Les calculs par SEEP/W sont exécutés en deux temps (deux fichiers). Tout d'abord, un calcul est effectué sans pompage (condition initiale) en condition de régime permanent. Il permet d'établir la répartition initiale des charges hydrauliques dans le système avant pompage. Ensuite, un autre fichier pour lequel le premier est défini en condition initiale réalise les calculs lors des pompages successifs. Le régime transitoire est donc adopté, et les incréments de temps pour les différentes étapes de calcul sont choisis.

Comme il a déjà été mentionné, le logiciel CTRAN/W fonctionne en combinaison avec le logiciel SEEP/W. Le maillage dans le fichier CTRAN/W est identique à celui dans SEEP/W puisque le problème est identique. Le fichier CTRAN/W fonctionne en régime transitoire en mode advection/dispersion et considère le deuxième fichier de SEEP/W en condition initiale. Les étapes de temps de calcul sont également définies, elles sont identiques à celles définies dans le deuxième fichier de SEEP/W de manière à synchroniser les étapes de calcul dans les deux logiciels. Il est à signaler que l'établissement des étapes de calculs est effectué à partir des résultats de CTRAN/W. En effet, si le temps du premier palier de pompage n'est pas suffisant (régime permanent non atteint pour la sortie du traceur), alors il faudra incrémenter dans SEEP/W un temps de pompage pour le premier palier plus important. Ainsi, par différents essais, il est possible d'ajuster les procédures de pompage en fonction du temps requis pour l'atteinte du régime permanent lors du premier palier de pompage.

Enfin, il a été nécessaire de définir des critères de convergence dans les deux logiciels. En effet, pour que la solution calculée pour une étape de temps soit valable, et que le logiciel passe à la prochaine étape de temps, la valeur résiduelle ou encore la tolérance, c'est-à-dire la norme euclidienne de la différence des charges hydrauliques calculées (SEEP/W) ou des concentrations calculées (CTRAN/W) à chacun des nœuds, pour deux itérations successives, doit être plus petite qu'une certaine valeur choisie. Dans toutes les simulations avec SEEP/W, le critère de tolérance de  $10^{-3}$  est satisfait en

moins de 10 itérations. Pour les simulations avec CTRAN/W, le critère de tolérance  $10^{-2}$  est également rempli en moins de 10 itérations.

### **5.2.2 Procédures de réalisation des simulations et schéma de traitement des résultats obtenus**

Après avoir défini une bonne procédure de pompage, c'est-à-dire la définition de la fonction du débit de pompage dans le puits en fonction du temps pour le protocole des pompages par paliers successifs (voir 5.2.1), les résultats donnés par SEEP/W et CTRAN/W peuvent être relevés et traités.

Tout d'abord, les variables de sortie des simulations numériques qui nous intéressent sont les suivantes : (i) Le débit de fuite  $q_f$  pour chaque palier de pompage est relevé dans SEEP/W au niveau des sections de flux tracées à travers le défaut de scellement. (ii) De même, la différence de charge hydraulique  $\Delta h_w$  entre les puits pour chaque palier de pompage est relevée. (iii) La concentration en sortie de pompage  $C_S$  est relevée dans CTRAN/W pour chaque palier de pompage.

Ensuite, ces variables sont traitées pour vérifier le fonctionnement de la méthode proposée. Avec les concentrations  $C_S$  sont calculés les débits de fuite à partir de l'équation de dilution (Équation 4.3). Ces valeurs sont comparées aux débits de fuite calculés par SEEP/W. Le débit de fuite est ensuite tracé en fonction de la différence de charge hydraulique entre les puits, il est vérifié qu'à partir des 5 points (5 paliers de pompages) une droite passant par l'origine est obtenue. Le coefficient directeur de la droite (Équation 4.5) est alors déterminé et comparé à la valeur de  $k_2A/L$  définie lors des simulations.

Ce procédé permet ainsi une vérification numérique du fonctionnement de la méthode de détermination des débits de fuite et de caractérisation du défaut de scellement.

### 5.2.3 Description des différentes études de cas réalisées

L'étude numérique sera composée de quatre parties.

Tout d'abord, l'étude d'un cas général (sans injection de traceur, en utilisant le traceur naturel de l'aquifère 1) est présentée et les résultats numériques sont confrontés au protocole de la méthode tel qu'expliqué en 5.2.2. Cette première étude (partie 5.3) servira d'abord à valider la méthode dans un cadre général et à discuter des hypothèses. Ensuite, des études numériques de cas particuliers intéressants (toujours dans le cas sans injection) sont réalisées et confrontées à la méthode afin de voir l'incidence de certaines variables sur la validité de la méthode (partie 5.4). Cette étude permettra aussi de discuter du bien fondé de certaines hypothèses. En effet, l'avantage de l'outil numérique est de pouvoir réaliser facilement un grand nombre de problèmes différents. Ensuite sera abordée l'étude de cas avec injection de traceur (partie 5.5), et enfin le cas pour lequel l'aquitard n'est pas complètement imperméable (partie 5.6).

Il est à noter enfin que les différentes situations présentées dans la suite de ce chapitre sont fidèles au modèle de base présenté précédemment, et les données particulières pour chaque cas considéré seront détaillées.

## 5.3 Application de la méthode de détection aux résultats numériques

### 5.3.1. Description du problème

L'aquifère 1 est à nappe libre, un niveau statique de 15 m est fixé ( $h_{Wh} = 15 \text{ m}$ ), l'aquifère est donc saturé (Figure 5.2). L'aquitard est complètement imperméable. Les conditions sont données sur les figures 5.2, 5.3, et dans le tableau 5.1 qui suivent.

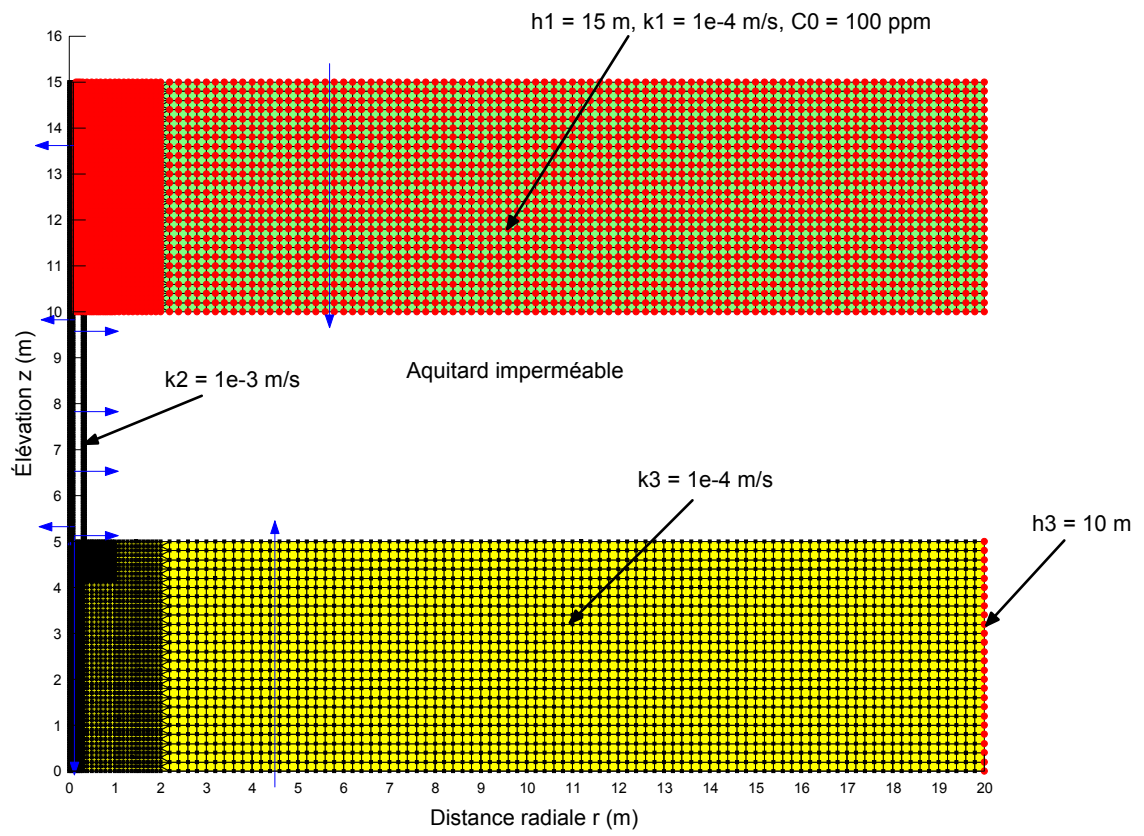


Figure 5.2 : Caractéristiques du modèle SEEP/W.

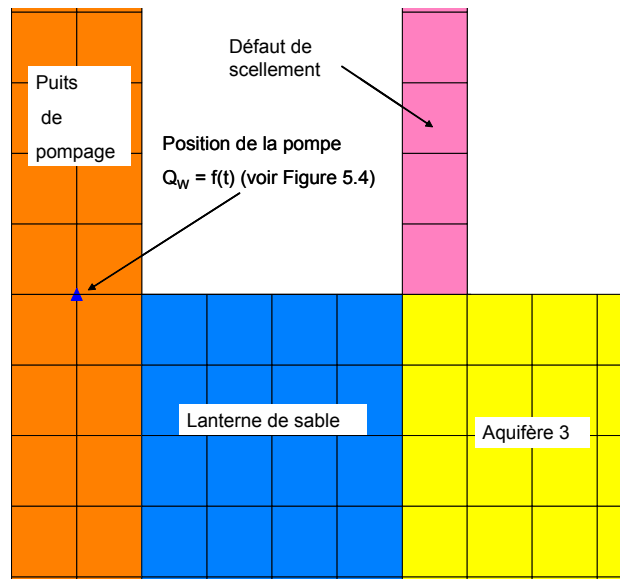


Figure 5.3 : Agrandissement de la figure 5.2 dans la zone où est placée la pompe.

Tableau 5.1 : Données du problème.

Paramètres	Valeurs
$h_1 = h_{wh}$ (m)	15
$h_3$ (m)	10
$k_1$ (m/s)	$10^{-4}$
$k_2$ (m/s)	$10^{-3}$
$k_3$ (m/s)	$10^{-4}$

Il a été défini une procédure de pompages par paliers croissants. Les valeurs choisies du palier 1 au palier 5 sont respectivement de 32 L/min, 48 L/min, 64 L/min, 96 L/min, et 128 L/min (Figure 5.4). La pompe est placée dans le puits (Figure 5.3) à l'élévation 5 m et au rayon 0.05 m.

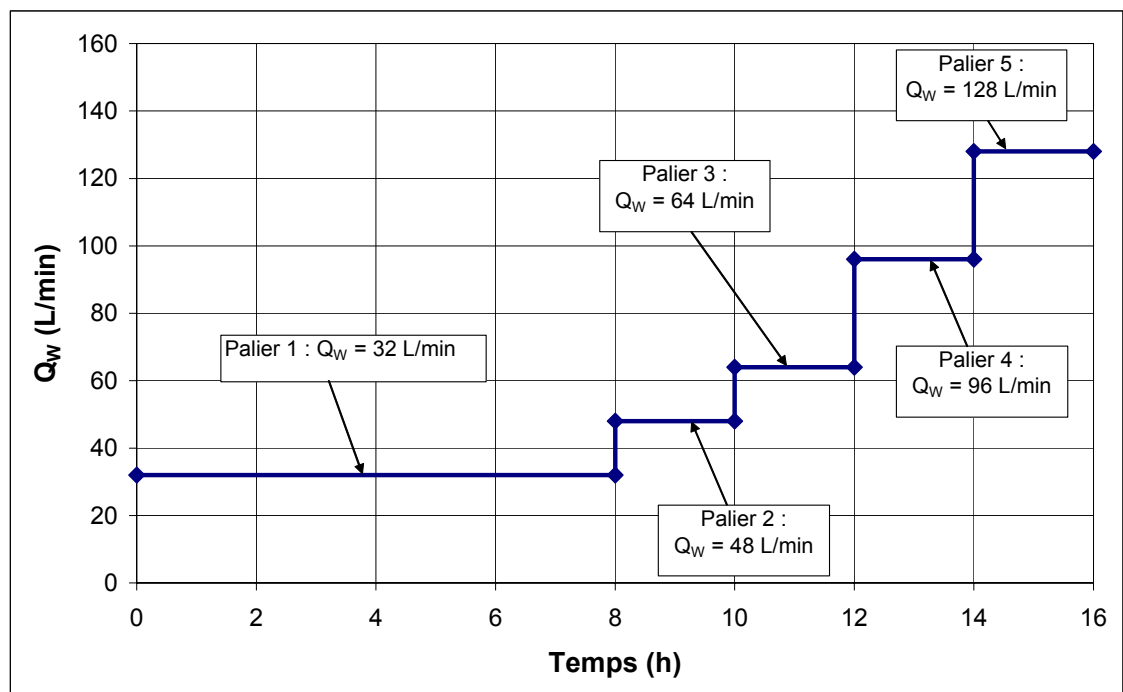


Figure 5.4 : Paliers de pompage successifs définis en fonction du temps.

Il faut signaler enfin que la simulation (avec SEEP/W et CTRAN/W) a été réalisée avec 96 pas de temps de 10 minutes chacun, soit une durée totale de 16 heures.

### 5.3.2. Résultats obtenus : interprétation et discussion des hypothèses

#### a) Vérifications numériques pour l'application de la méthode des pompages par paliers successifs

La figure 5.5 montre un exemple de visualisation des résultats obtenus avec SEEP/W pour un temps donné. Lors de l'écoulement entre les deux aquifères, les pertes de charge se réalisent le long du défaut de scellement.

Le débit de fuite peut être relevé (4 sections le long du défaut de scellement permettent de vérifier que le débit de fuite est constant le long de celui-ci).

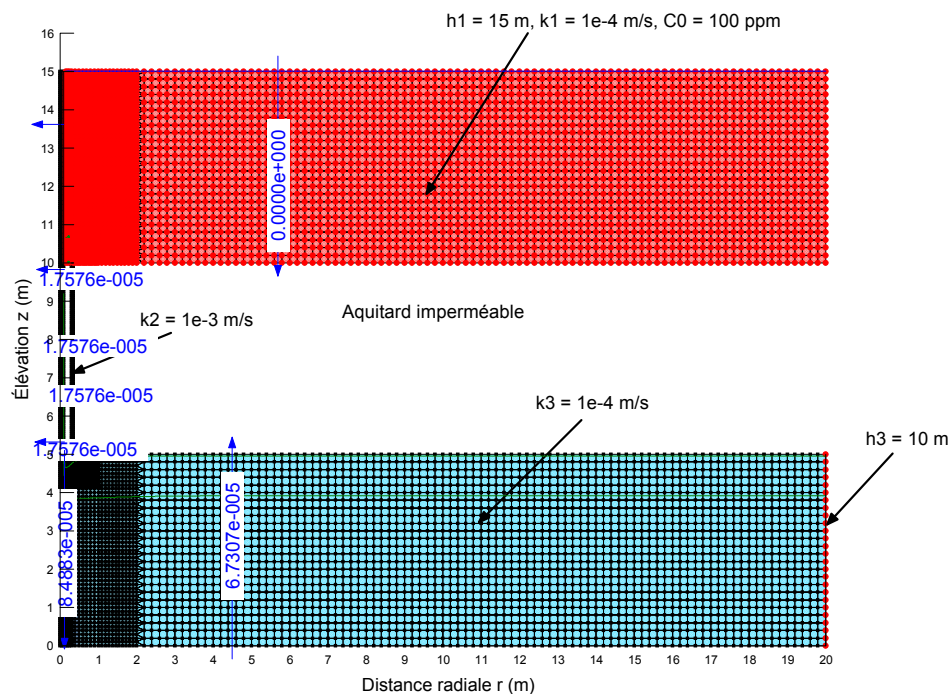


Figure 5.5 : Exemple de résultat obtenu avec SEEP/W pour la fin du premier palier de pompage.

Dans l'exemple choisi présenté sur la figure 5.5, on relève ainsi au bout de 8 heures (fin du premier palier de pompage à  $Q_{w1} = 32 \text{ L/min}$ ) un débit  $q_{f1} = 1.7576 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s.rad}$ , soit  $6.63 \text{ L/min}$  (environ 14 % du débit total). Il est possible par ailleurs de vérifier le principe de conservation de la masse en relevant le débit  $q_b$  dans l'aquifère 3. Dans l'exemple donné (Figure 5.5), on relève  $q_{b1} = 6.7307 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s.rad}$ , soit  $25.37 \text{ L/min}$ . On vérifie ainsi que la somme du débit de fuite et du débit à travers l'aquifère 3 est égale au débit de pompage.

Les charges hydrauliques  $h_{wbi}$  sont relevées dans les puits pour chaque palier  $i$  de pompage afin de déterminer  $\Delta h_{wi}$ . Par ailleurs, la valeur de  $h_{wbi}$  peut être comparée à la valeur de  $h_{2oi}$  calculée par SEEP/W en sortie du défaut de scellement.

Les concentrations  $C_{Si}$  pour chaque palier de pompage  $i$  sont relevées dans CTRAN/W et le débit de fuite associé  $q_{fi}$  est calculé avec l'équation de dilution (Équation 4.3), puis comparé au résultat calculé par SEEP/W. Notons qu'il a été vérifié avec CTRAN/W que tout le traceur en sortie du défaut de scellement est recueilli en sortie de pompage. Il n'y a donc pas de perte de traceur dans l'aquifère 3, les valeurs des débits de pompage étant suffisamment importantes pour recueillir tout le traceur.

Tous ces résultats, pour chaque palier de pompage sont compilés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Résultats relevés des simulations.

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.63	25.37	9.416	9.571	1.62	5.584	20.77	6.65
2	48	7.04	40.96	9.059	9.234	1.89	5.941	14.72	7.06
3	64	7.45	56.56	8.703	8.897	2.17	6.297	11.69	7.48
4	96	8.27	87.73	7.991	8.222	2.82	7.009	8.65	8.31
5	128	9.09	118.91	7.278	7.548	3.58	7.722	7.13	9.13

Il est à remarquer que les écarts des valeurs de charge hydraulique calculées en sortie du défaut de scellement ( $h_{2o}$ ) et mesurées dans le puits ( $h_{wb}$ ) augmentent lorsque le débit de pompage augmente (accroissement des pertes de charge avec la vitesse d'écoulement). Ces écarts restent cependant faible, les erreurs sont inférieures à 5 % (Figure 5.6), ce qui suppose que l'application de la loi de Darcy, au défaut de scellement avec les valeurs de charge hydraulique relevées dans le piézomètre et le puits, doit donner des résultats voisins de ceux considérant les charges hydrauliques à l'entrée et à la sortie du défaut de scellement ( $\Delta h_W \sim (h_{2i} - h_{2o})$ ).

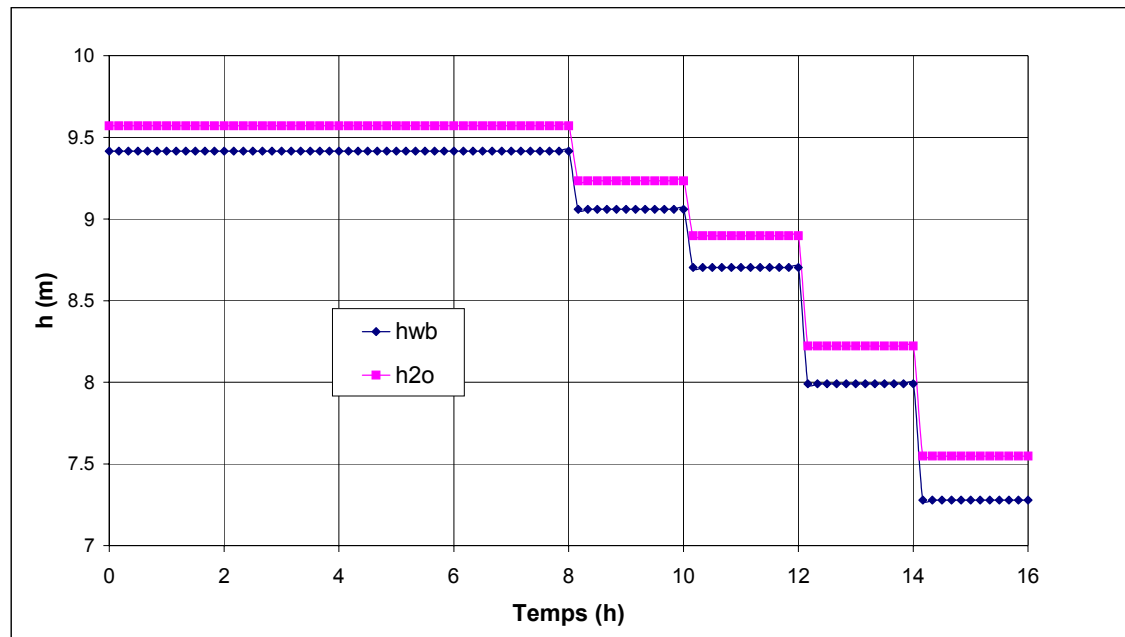


Figure 5.6 : Évolution comparative des valeurs de  $h_{wb}$  et  $h_{2o}$  calculées par SEEP/W.

La figure 5.7 donne l'évolution des concentrations recueillies en sortie de pompage pour la durée de l'essai. Ces valeurs ont été calculées par CTRAN/W.



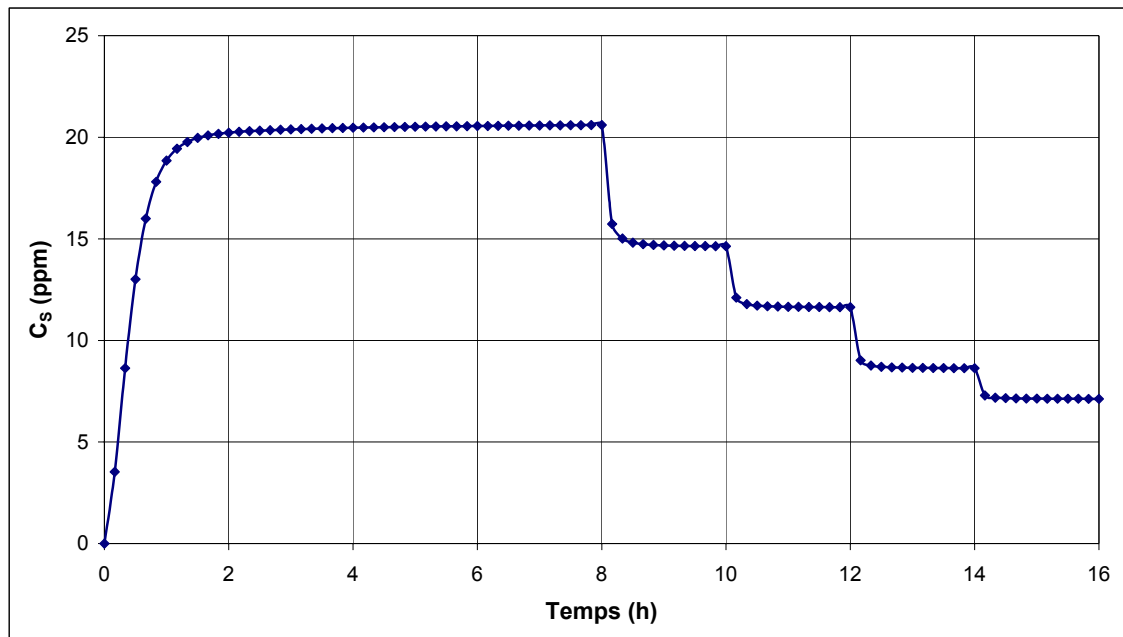


Figure 5.7 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W.

Pour chaque palier de pompage, la réponse de la concentration recueillie est rapide. Une valeur de concentration stabilisée est alors obtenue pour chaque palier (Tableau 5.2). À partir de ces 5 valeurs de concentration stabilisée sont calculés les débits de fuite à partir de l'équation de dilution (Équation 4.3). Ces débits de fuite peuvent ensuite être comparés avec ceux calculés par SEEP/W (Tableau 5.2 et Figure 5.8). La concordance entre les deux résultats, pour des hypothèses identiques (voir au chapitre 4 les hypothèses sur l'application de l'équation de dilution) est très bonne, ce qui valide l'applicabilité de l'équation de dilution 4.3.

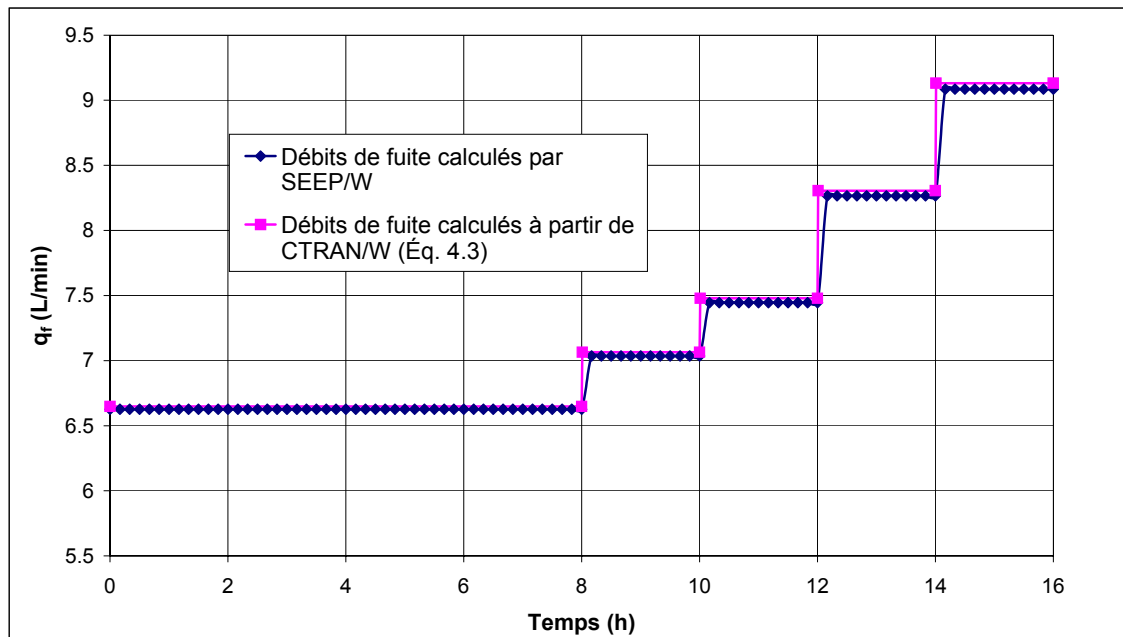


Figure 5.8 : Évolution du débit de fuite calculé par SEEP/W durant les paliers de pompages successifs.

Une autre vérification possible est celle du principe de conservation de la masse, soit la vérification de l'équation 4.7. Les débits dans l'aquifère 3 ( $q_b$ ) calculés par SEEP/W ont été relevés, et il peut être vérifié que le débit de pompage qui est imposé est bien la somme du débit de fuite et du débit dans l'aquifère 3 calculés par SEEP/W (Tableau 5.2 et figure 5.9).

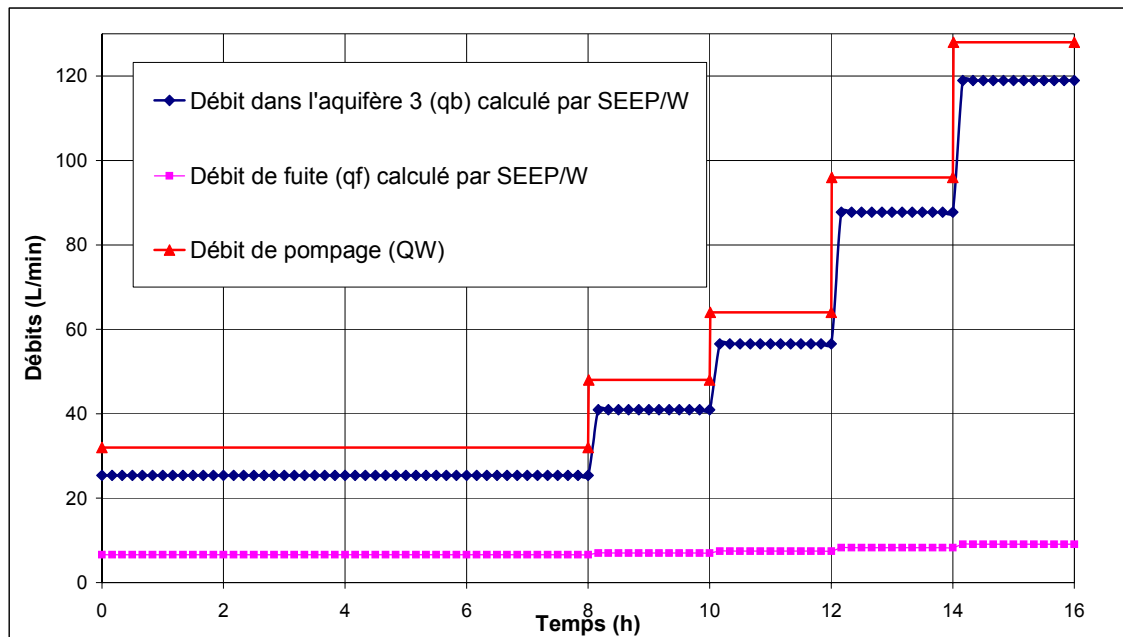


Figure 5.9 : Vérification du principe de conservation de la masse avec SEEP/W lors des paliers de pompage successifs.

Ayant relevé les valeurs de  $\Delta h_w$ , et ayant calculé les débits de fuite par l'équation de dilution, il est alors possible de tracer  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (Figure 5.10) pour déterminer la valeur de  $k_2 A/L$ . Cette valeur, obtenue par l'application de la méthode, peut ensuite être comparée (Tableau 5.3) avec la valeur réelle calculée à partir des données d'entrée des caractéristiques du défaut de scellement pour les calculs numériques. ( $k_2$ ,  $A$ , et  $L$ ).

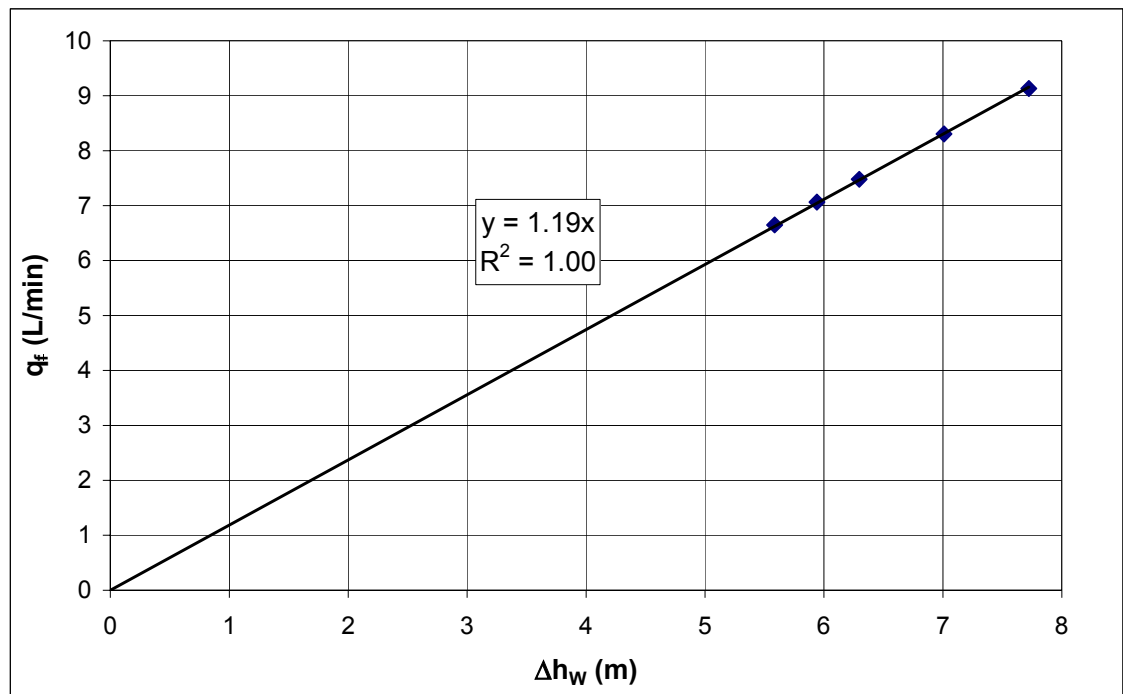


Figure 5.10 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  suite à la procédure de pompages par paliers successifs.

L'alignement des 5 points est bon, et la droite obtenue passe par l'origine. Le coefficient directeur de la régression ainsi obtenue, représentant la valeur  $k_2A/L$  évaluée par la méthode des pompages par paliers successifs, vaut  $1.18 \text{ L/min.m}$ .

Tableau 5.3 : Évaluation des caractéristiques du défaut de scellement à partir de la méthode appliquée aux résultats numériques et comparaison avec la valeur réelle.

Caractéristiques du défaut de scellement	
$k_2$ (dm/min)	0.60
$A$ (dm <sup>2</sup> )	10.21
$L$ (m)	5.00

$k_2A/L$ (L/min.m)		
Valeur réelle	Méthode appliquée aux résultats numériques	Écart (%)
1.23	1.19	2.87

La valeur réelle de  $k_2A/L$  étant de 1.23 L/min.m, l'écart avec cette valeur est donc faible, inférieur à 5 % (2.87 %), montrant ainsi la validité de la méthode appliquée aux résultats des simulations numériques réalisées dans cet exemple.

La figure 5.11 présente le tracé de  $q_f$  vs.  $(h_{wh} - h_{2o})$ . La régression de la droite obtenue donne une valeur de  $k_2A/L$  de 1.23 L/min.m, ce qui correspond à la valeur réelle. Cette constatation montre que la différence de 2.87 % obtenue précédemment entre la valeur réelle et le résultat de l'application de la méthode provient de l'hypothèse  $h_{2o} = h_{wb}$  pour l'application de l'équation 4.5 (loi de Darcy). En effet, lorsqu'il est considéré la charge hydraulique  $h_{2o}$  au lieu de la charge hydraulique  $h_{wb}$ , la valeur réelle de  $k_2A/L$  est obtenue.

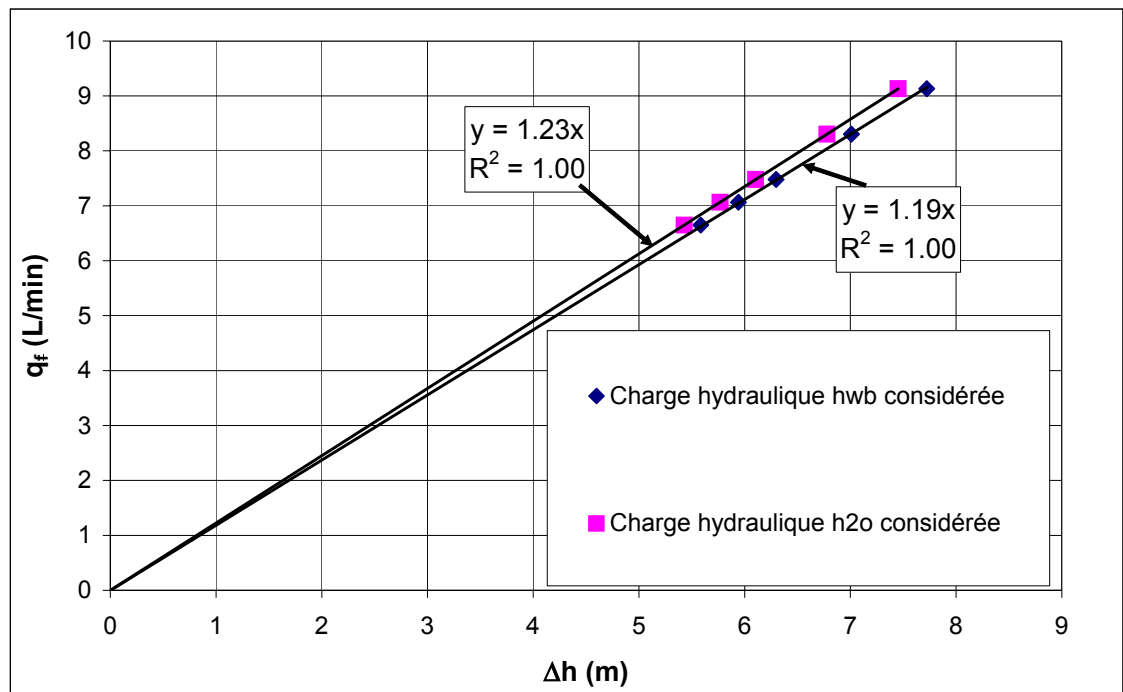


Figure 5.11 : Influence de l'hypothèse selon laquelle la charge hydraulique en sortie du défaut de scellement peut être considérée égale à celle mesurée dans le piézomètre.

### b) Autres vérifications : tracé de $Q_w$ versus $q_f$

Pour finir cette étude numérique à partir d'un exemple, il peut être intéressant de tracer  $Q_w$  vs.  $q_f$  (Figure 5.12) afin de vérifier d'une part que l'équation 4.9 peut être appliquée, et d'autre part déterminer le débit de fuite sans pompage. En effet, l'aquifère 3 dans lequel les pompages sont réalisés vérifie les hypothèses pour l'application de l'équation de Thiem (Équation 4.8).

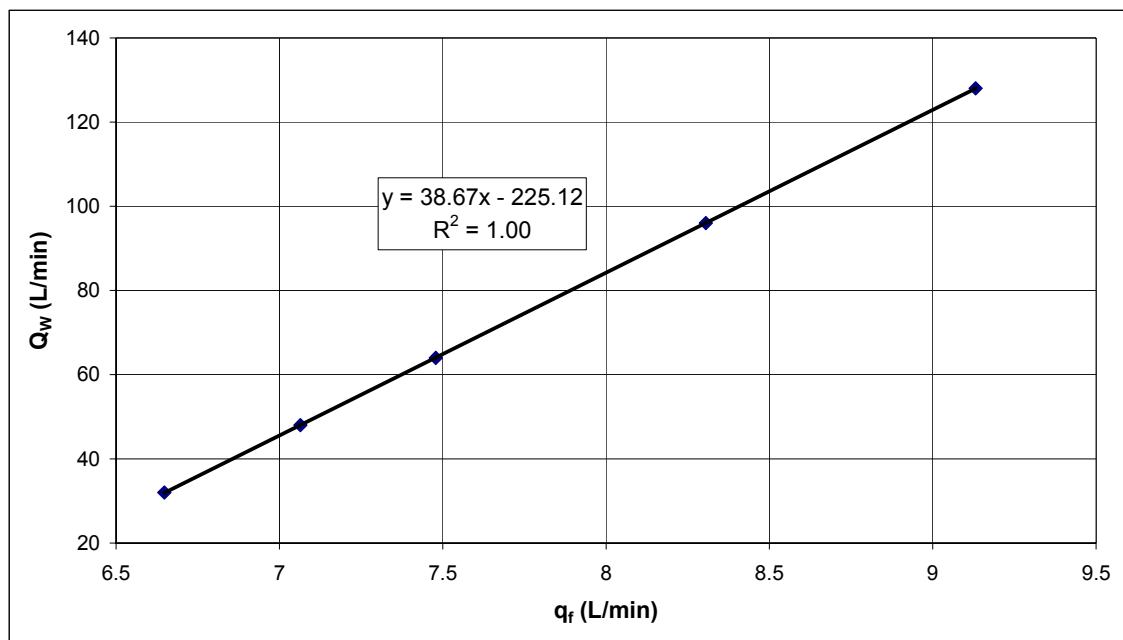


Figure 5.12 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  avec les débits de fuite calculés pour les différents paliers de pompage à partir de l'équation de dilution (Équation 4.3).

L'alignement des 5 points est observé, la droite de régression possède les caractéristiques suivantes : coefficient directeur  $\alpha = 38.67$  et ordonnée à l'origine  $\beta = -225.12$  L/min (Équation 4.9). Ces coefficients sont définis respectivement par les équations 4.10 et 4.11 à partir desquelles les valeurs théoriques des coefficients peuvent être déterminées. Une comparaison peut donc être faite entre les valeurs théoriques et les valeurs numériques relevées précédemment à partir de la figure 5.12 (Tableau 5.4).

Tableau 5.4 : Calcul des coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  (Équation 4.9)

<b><math>k_2A/L</math> (dm<sup>2</sup>/min)</b>	0.123				
<b><math>k_3</math> (dm/min)</b>	0.06				
<b><math>T_3</math> (dm<sup>2</sup>/min)</b>	3				
<b><math>r_r</math>(m)</b>	20				
<b><math>r_{wb}</math> (m)</b>	0.3				
<b><math>\lambda</math> (dm<sup>2</sup>/min)</b>	4.488				
<b><math>h_r</math> (dm)</b>	100				
<b><math>h_{wb}</math> (dm)</b>	150				

<b><math>\alpha</math> (-)</b>		<b><math>\beta</math> (L/min)</b>	
<b>Valeur théorique</b>	<b>Valeur simulée</b>	<b>Valeur théorique</b>	<b>Valeur simulée</b>
37.49	38.67	-224.42	-225.12
Écart : 3.05 %		Écart : 0.31 %	

Le tableau 5.4 montre que la concordance entre les résultats numériques et théoriques (application de l'équation de Thiem) est très bonne, des écarts inférieurs à 5 % sur le calcul des coefficients sont relevés.

Le débit de fuite sans pompage ( $Q_w = 0$ ) peut être déterminé à partir des résultats de la figure 5.12. On relève à partir de l'équation de régression  $q_f = 5.82$  L/min. Ce cas sans pompage peut également être simulé avec SEEP/W (Figure 5.13). La simulation donne  $q_f = 1.54 \times 10^{-5} \times 2 \times \pi \times 1000 \times 60 = 5.81$  L/min. On retrouve ainsi le résultat déterminé à partir de la figure 5.12.

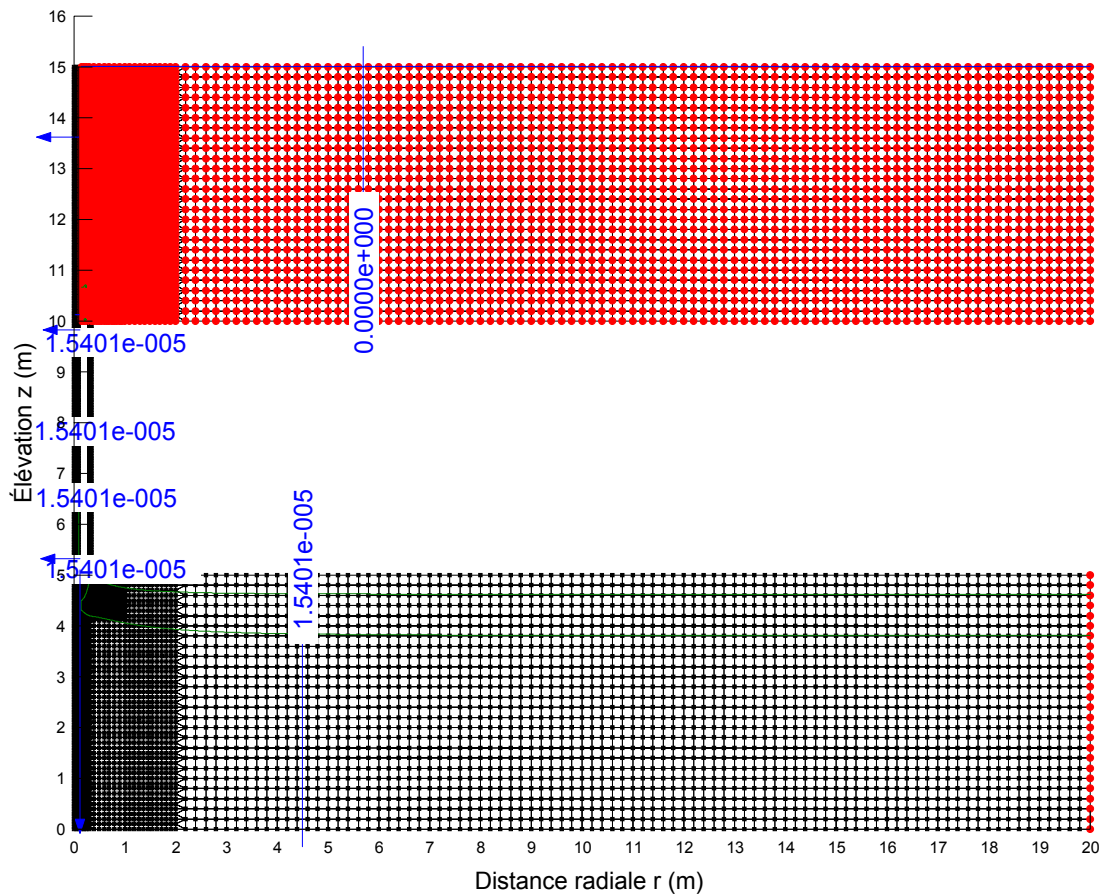


Figure 5.13 : Simulation effectuée sans pompage avec SEEP/W : calcul du débit de fuite sans pompage.

Connaissant le débit de fuite sans pompage, il est également possible de déterminer à partir du graphique de  $q_f$  vs.  $\Delta h_W$  (Figure 5.10) la valeur de  $\Delta h_W$  correspondant à une situation sans pompage. On trouve alors :  $\Delta h_W(Q_W = 0) = 5.82/1.19 = 4.89 \text{ m}$ .

Or, avec SEEP/W (Figure 5.13), il a été relevé  $h_{wb} = 10.128 \text{ m}$ , ce qui permet de calculer la valeur numérique de  $\Delta h_W(Q_W = 0) = 15 - 10.13 = 4.87 \text{ m}$ . Les valeurs numérique et théorique déduites à partir de la méthode sont donc très voisines.



### **5.3.3. Conclusion**

L'étude précédente amène à conclure que la méthode de détection et de caractérisation des défauts de scellement de puits a donné de bons résultats numériques pour l'exemple choisi. Le calcul des débits de fuite par l'équation de dilution (Équation 4.3) concorde avec les résultats numériques. Par ailleurs, il a été intéressant de relever que l'hypothèse a priori la plus contraignante sur la mesure des charges hydrauliques dans le piézomètre et le puits pour l'application de la loi de Darcy (Équation 4.5) au défaut de scellement est satisfaisante au regard des résultats numériques obtenus. Cette hypothèse ne peut être vérifiée que numériquement, en effet, au laboratoire et sur le terrain, il est plus difficile de le faire. Il reste maintenant à envisager l'influence de la conductivité hydraulique de l'aquitard, celle-ci ayant été choisie nulle lors de l'exemple précédent.

### **5.4 Autres simulations numériques : Étude de l'influence de différents paramètres**

Il s'agit ici d'évaluer l'influence de différents paramètres pour l'applicabilité de la méthode. La validité et l'incidence des hypothèses pour l'application théorique de la méthode ont été évaluées lors de l'exemple donné dans la partie 5.3. Il est maintenant intéressant de faire varier les conditions du problème étudié pour envisager d'autres cas de figures et tester la méthode des pompages par paliers successifs. Il n'existe a priori pas d'autres contraintes que celles qui ont été précitées, l'application de l'équation de dilution et de la loi de Darcy ne nécessitant pas des hypothèses très contraignantes en terme d'application sur le terrain. L'outil numérique est néanmoins utile pour envisager l'étude de nombreux autres cas de figures pour lesquels des vérifications des résultats obtenus avec certaines extensions ou nouvelles conditions du problème peuvent être faites.

### 5.4.1 Étude numérique de l'influence des conditions frontières

L'objet de ce paragraphe est d'étudier l'influence du niveau statique initial dans l'aquifère 3. Il s'agit donc de faire varier la valeur de la charge hydraulique  $h_3$  imposée dans le modèle comme condition frontière à l'extrémité de l'aquifère 3 à une distance de 20 m autour du puits. Pour le reste, le cas considéré ici est identique en tout point à celui décrit dans la partie 5.3.

En effet, d'après l'équation 4.9, il est à remarquer que si la charge hydraulique d'injection imposée dans le piézomètre est égale au niveau statique de l'aquifère 3, c'est-à-dire  $h_{wh} = h_3 = 15 \text{ m}$ , alors le débit de fuite devient proportionnel au débit de pompage (Équation 4.14). Ceci signifie d'après l'équation de dilution (Équation 4.3) que la concentration recueillie en sortie de pompage pour tout palier de pompage est invariable :  $C_s = \text{constante}$ . Il convient maintenant de le vérifier numériquement à partir du modèle défini en 5.3. Les résultats pour la réalisation des 5 paliers de pompage sont donnés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Résultats relevés des simulations (cas  $h_{wh} = h_3 = 15 \text{ m}$ ).

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	0.82	31.18	14.29	14.33	0.27	0.712	2.48	0.79
2	48	1.23	46.77	13.93	13.99	0.41	1.069	2.51	1.21
3	64	1.64	62.37	13.58	13.65	0.56	1.425	2.53	1.62
4	96	2.46	93.55	12.86	12.98	0.88	2.137	2.55	2.45
5	128	3.28	124.73	12.15	12.30	1.24	2.850	2.56	3.27

On remarque que par rapport au cas présenté en 5.3, les débits de fuite sont moins importants puisque la différence de charge entre le piézomètre et le puits ( $\Delta h_w$ ) est moins importante compte tenu des conditions initiales où  $h_{wh} = h_3$ . Les débits de fuite calculés par SEEP/W d'une part, et calculés d'autre part après application de l'équation

de dilution aux concentrations stabilisées calculées par CTRAN/W donnent des résultats qui concordent. En outre, il peut être vérifié que le principe de conservation de la masse est respecté. Enfin, comme le prévoit la théorie, les concentrations stabilisées calculées par CTRAN/W sont pratiquement constantes (Figure 5.14).

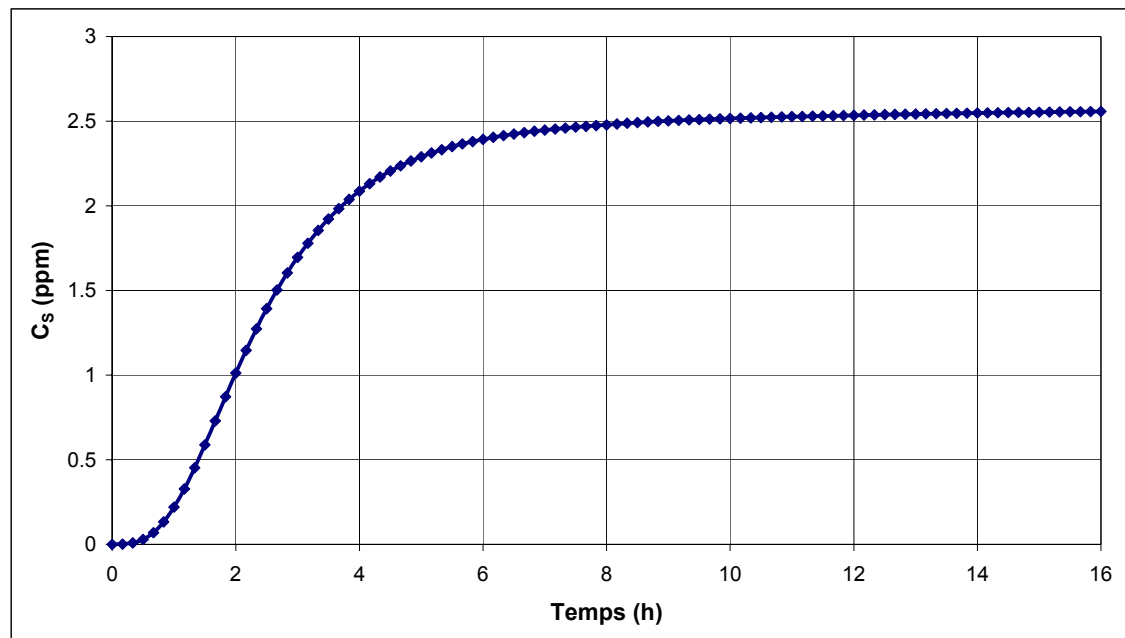


Figure 5.14 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas  $h_{wh} = h_3 = 15$  m).

Le tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  permet de relever :  $\alpha = 38.72$  et  $\beta = 1.28$  L/min. Le coefficient  $\alpha$  est donc identique à celui calculé dans la partie 5.3 (où  $\alpha = 38.67$ ), ce qui signifie que l'on retrouve les mêmes valeurs de  $k_2A/L$  et  $\lambda$  que celles données dans le tableau 5.4 déterminées à partir de l'équation 4.12. Par ailleurs, il est vérifié que la valeur de  $\beta$  (Équation 4.11) est pratiquement nulle, ce qui vérifie que  $h_{wh} = h_3$ . En effet, si le niveau statique dans les deux aquifères est identique, alors, dans une situation sans pompage ( $Q_w = 0$ ), le débit de fuite sera nul.

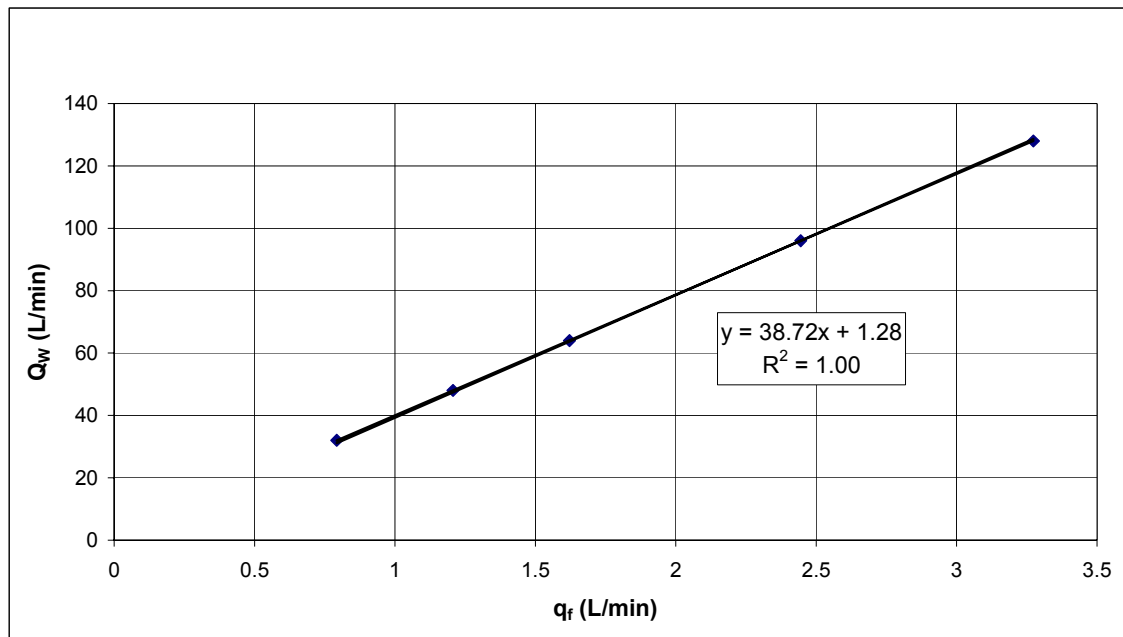


Figure 5.15 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  (cas  $h_{wh} = h_3 = 15$  m).

#### 5.4.2 Étude numérique de l'influence de la conductivité hydraulique du défaut de scellement

Dans ce paragraphe, les données restent les mêmes que le « problème type » étudié dans la partie 5.3, excepté pour les conductivités hydrauliques du défaut de scellement ( $k_2$ ). La conductivité hydraulique de l'aquifère 1 restera inchangée. En effet, cette variable n'a pas d'incidence sur le système puisque l'injection dans cet aquifère est réalisée sous une charge hydraulique constante  $h_1 = 15$  m. Trois cas sont envisagés dans cette partie et abordés respectivement de la manière suivante : cas 1 :  $k_2 = 10^{-4}$  m/s, cas 2 :  $k_2 = 10^{-5}$  m/s, et cas 3 :  $k_2 = 10^{-2}$  m/s.

Dans tous les cas, la conductivité hydraulique des aquifères reste identique à celle définie à la partie 3 :  $k_1 = k_3 = 10^{-4}$  m/s.

Ainsi, cette étude complète la partie 5.3 et les quatre cas suivant auront été abordés :  $k_2/k_3 = 10$  (partie 5.3),  $k_2/k_3 = 1$  (partie 5.4.2 a),  $k_2/k_3 = 0.1$  (partie 5.4.2 b), et  $k_2/k_3 = 100$  (partie 5.4.2 c).

**a) Cas 1 :  $k_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$  ( $k_2/k_3 = 1$ )**

Dans le cas présent, on constate que le temps d'atteinte du régime permanent pour l'établissement d'une concentration en traceur uniforme dans le défaut de scellement lors du premier palier de pompage est plus long. En effet, en comparant les figures 5.7 et 5.16, on constate pour le cas étudié à la partie 5.3 (où la conductivité hydraulique du défaut de scellement est dix fois plus élevée :  $k_2 = 10^{-3} \text{ m/s}$ ), que le régime permanent était atteint au bout d'environ 4 heures au lieu d'environ 12 heures dans le cas présent. Plus la conductivité hydraulique du défaut de scellement est élevée, plus les vitesses d'écoulement sont élevées, et plus l'atteinte d'un régime permanent pour la concentration recueillie en traceur est rapide.

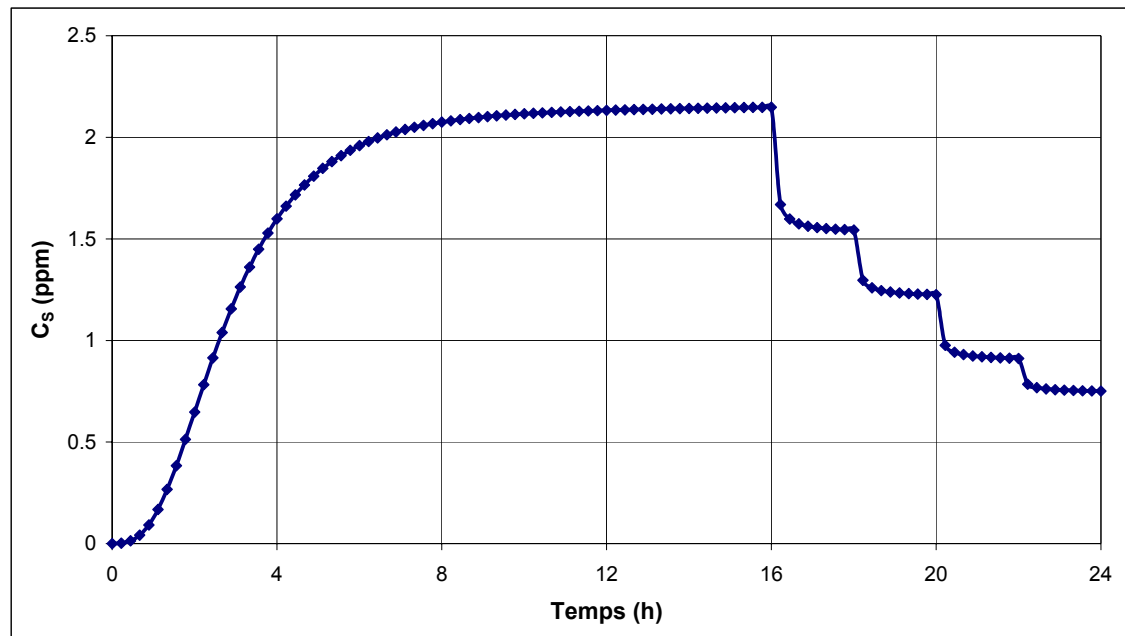


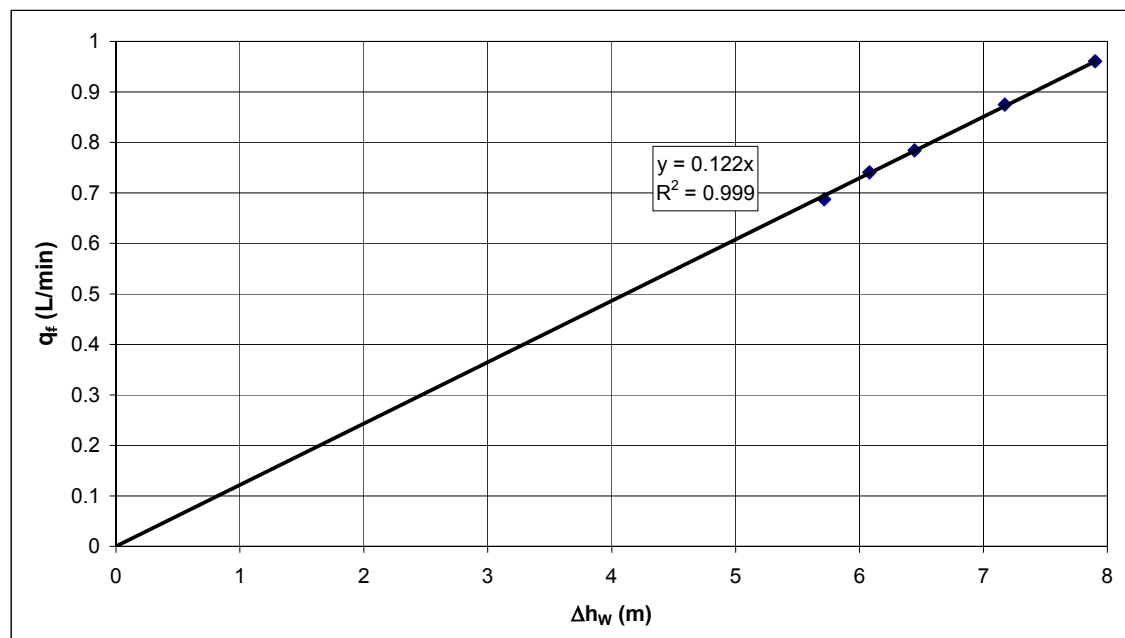
Figure 5.16 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas  $k_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$ ).

On constate que les débits de fuite sont plus faibles comparés au cas de la partie 5.3 (Tableau 5.6) puisque la conductivité hydraulique du défaut de scellement est plus faible.

Tableau 5.6 : Résultats relevés des simulations (cas  $k_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$ ).

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	0.69	31.31	9.285	9.317	0.34	5.716	2.15	0.69
2	48	0.74	47.26	8.920	8.963	0.48	6.080	1.54	0.74
3	64	0.78	63.23	8.556	8.609	0.62	6.444	1.23	0.78
4	96	0.87	95.14	7.827	7.901	0.94	7.173	0.91	0.87
5	128	0.95	127.06	7.098	7.194	1.33	7.902	0.75	0.96

Par ailleurs, les mêmes remarques s'appliquent dans ce cas que dans la partie 5.3., la concordance entre les résultats numériques et ceux appliqués à la méthode est bonne (Tableau 5.6 et figure 5.17).

Figure 5.17 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (cas  $k_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$ ).

La valeur de  $k_2A/L$  déterminée graphiquement (Figure 5.17) est de 0.122 L/min.m. Notons que pour réaliser la régression linéaire entre les 5 points correspondant à chacune des étapes de pompage, un forçage à l'origine (0,0) de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  est réalisé. En effet, comme il a été détaillé dans le chapitre 4, la vérification de la méthode se base sur la vérification de l'équation 4.5. Cette équation est celle d'une droite passant par (0,0), donc pour comparer résultats numériques et résultats théoriques, la régression linéaire doit être effectuée avec un forçage en (0,0). C'est alors la valeur du coefficient d'autodétermination ( $R^2$ ) après forçage qui indique si les résultats obtenus s'accordent avec l'équation proposée. Dans le cas présenté à la figure 5.17, ce coefficient vaut 0.99, ce qui est très voisin de 1, indiquant ainsi une bonne adéquation entre la théorie (Équation 4.5) et résultats numériques interprétés avec la méthode.

Le tableau 5.7 montre la comparaison de la valeur de  $k_2A/L$  déterminée graphiquement avec la valeur réelle, l'écart est négligeable (0.8 %), ce qui vérifie la validité de la méthode.

Tableau 5.7 : Résultats pour la caractérisation du défaut de scellement (cas  $k_2 = 10^{-4}$  m/s).

Caractéristiques du défaut de scellement		$k_2A/L$ (L/min.m)		
$k_2$ (dm/min)	0.06	Valeur réelle	Méthode appliquée aux résultats numériques	Écart (%)
A (dm <sup>2</sup> )	10.21	0.123	0.122	0.8
L (m)	5.00			

**b) Cas 2 :  $k_2 = 10^{-5}$  m/s ( $k_2/k_3 = 0.1$ )**

Dans le cas présenté dans cette partie, la conductivité hydraulique du défaut de scellement est 10 fois plus faible que celle de l'aquifère 3. Il faut donc s'attendre à ce que le régime permanent pour la pénétration du traceur dans le défaut de scellement soit atteint au bout d'un temps plus long que pour le cas 1 où déjà le temps du premier palier de pompage était tout juste suffisant. La figure 5.18 présente la procédure de pompage qui a été adoptée. Par ailleurs, il faut s'attendre à ce que les concentrations

recueillies soient très faibles (apports par le défaut de scellement très peu importants par rapport à ceux de l'aquifère 3), et que les débits de fuite soient également très faibles.

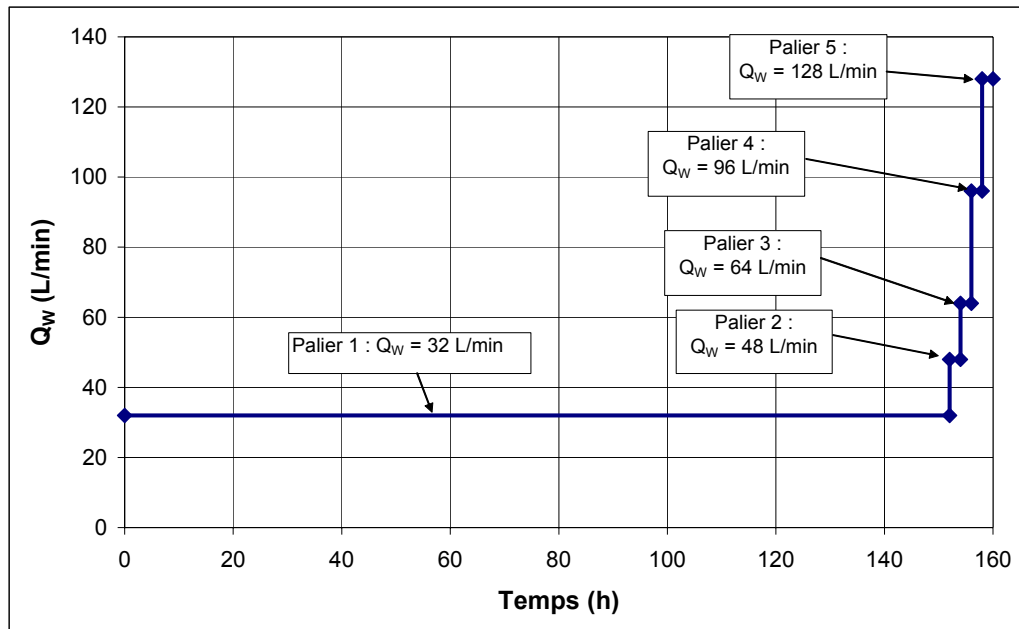


Figure 5.18 : Paliers de pompage pour le cas  $k_2 = 10^{-5}$  m/s.

La figure 5.19 montre que le régime permanent est atteint lors du premier palier après environ 80 heures de pompage.



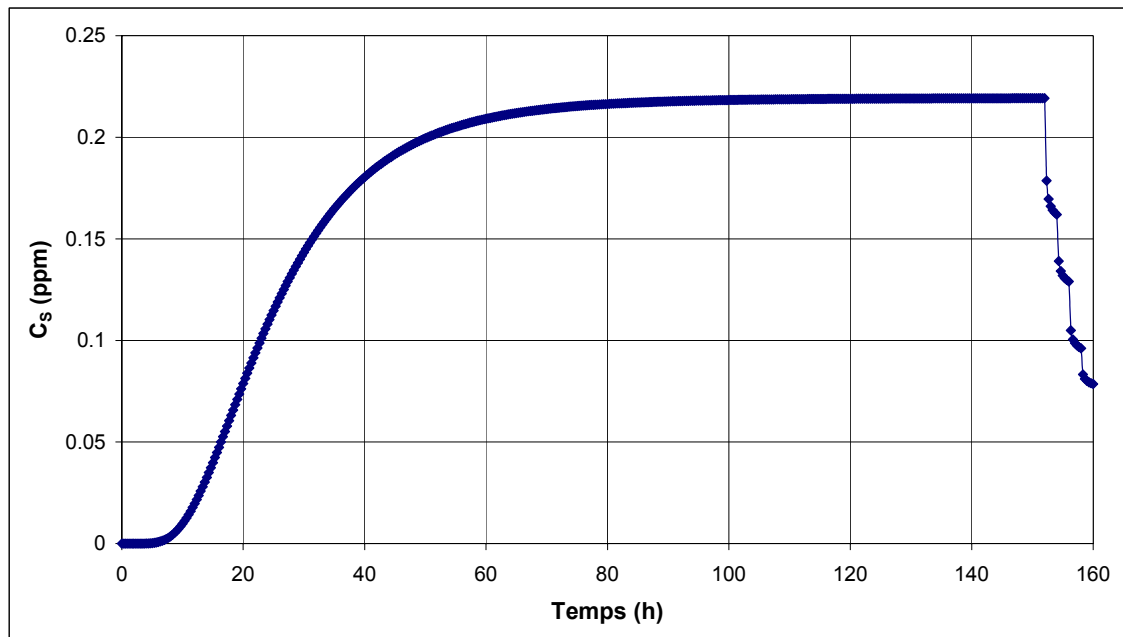


Figure 5.19 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas  $k_2 = 10^{-5} \text{ m/s}$ ).

Les concentrations stabilisées pour chaque palier de pompage sont présentées dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Résultats relevés des simulations (cas  $k_2 = 10^{-5} \text{ m/s}$ ).

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	0.07	31.94	9.271	9.290	0.21	5.729	0.22	0.07
2	48	0.07	47.81	8.908	8.937	0.33	6.092	0.16	0.08
3	64	0.08	64.01	8.538	8.577	0.45	6.462	0.13	0.08
4	96	0.09	96.05	7.807	7.864	0.73	7.193	0.10	0.09
5	128	0.10	128.09	7.075	7.151	1.07	7.925	0.08	0.10

On peut remarquer que les débits de fuite sont très peu variables. En effet, la conductivité hydraulique de l'aquifère 3 étant 10 fois supérieure à celle du défaut de scellement, lorsque le débit de pompage augmente, la part d'augmentation la plus importante provient de l'aquifère plus perméable, et le débit de fuite reste presque inchangé. Par contre, les concentrations stabilisées varient par dilution avec les eaux de l'aquifère même si la quantité d'apport en traceur est peu variable.

Ici encore, le tableau 5.8 montre que dans le cas 2, les résultats numériques concordent bien avec ceux appliqués à la méthode. La figure 5.20 permet la détermination de  $k_2A/L$ .

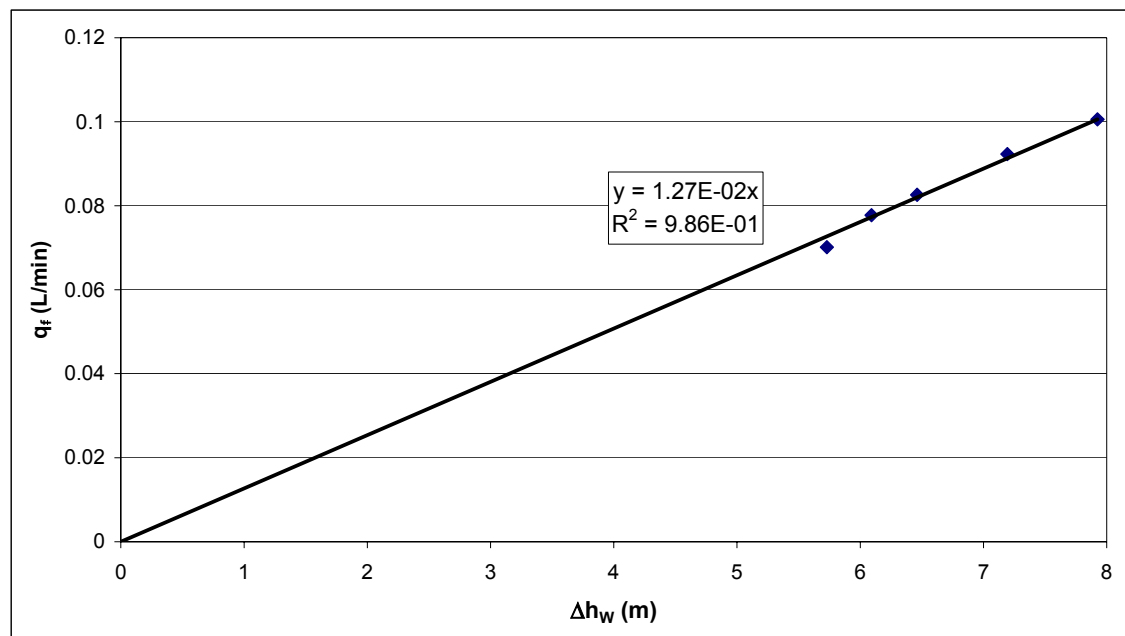


Figure 5.20 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (cas  $k_2 = 10^{-5}$  m/s).

Le tableau 5.9 montre que l'écart sur  $k_2A/L$  est une fois de plus très faible (3.94 %).

Tableau 5.9 : Résultats pour la caractérisation du défaut de scellement (cas  $k_2 = 10^{-5}$  m/s).

Caractéristiques du défaut de scellement		$k_2A/L$ (L/min.m)		
$k_2$ (dm/min)	0.006	<i>Valeur réelle</i>	<i>Méthode appliquée aux résultats numériques</i>	<i>Écart (%)</i>
$A$ (dm <sup>2</sup> )	10.21			
$L$ (m)	5.00			
		0.0122	0.0127	3.94

**c) Cas 3 :  $k_2 = 10^{-2}$  m/s ( $k_2/k_3 = 100$ )**

Pour le dernier cas abordé dans cette partie a été choisie une conductivité hydraulique très élevée pour le défaut de scellement. Sa conductivité hydraulique devient 100 fois supérieure à celle de l'aquifère 3. La procédure des paliers de pompage est la même que pour le problème de la partie 5.3.

La figure 5.21 montre que le régime permanent est atteint rapidement, au bout d'environ 2 heures (vitesse d'écoulement élevée dans le défaut de scellement). Par ailleurs, il est important de remarquer ici que les concentrations recueillies en sortie de pompage pour les différents paliers ne se stabilisent pas. En effet, la conductivité hydraulique du défaut de scellement étant très élevée par rapport à celle de l'aquifère, le débit de fuite devient plus élevé que le débit dans l'aquifère (pour les paliers 1 à 4), et même plus élevé que le débit de pompage (pour les paliers 1 et 2). Ces résultats sont montrés dans le tableau 5.10. Ainsi, le débit de pompage n'est pas suffisant pour récupérer tout le traceur en provenance de la sortie du défaut de scellement.

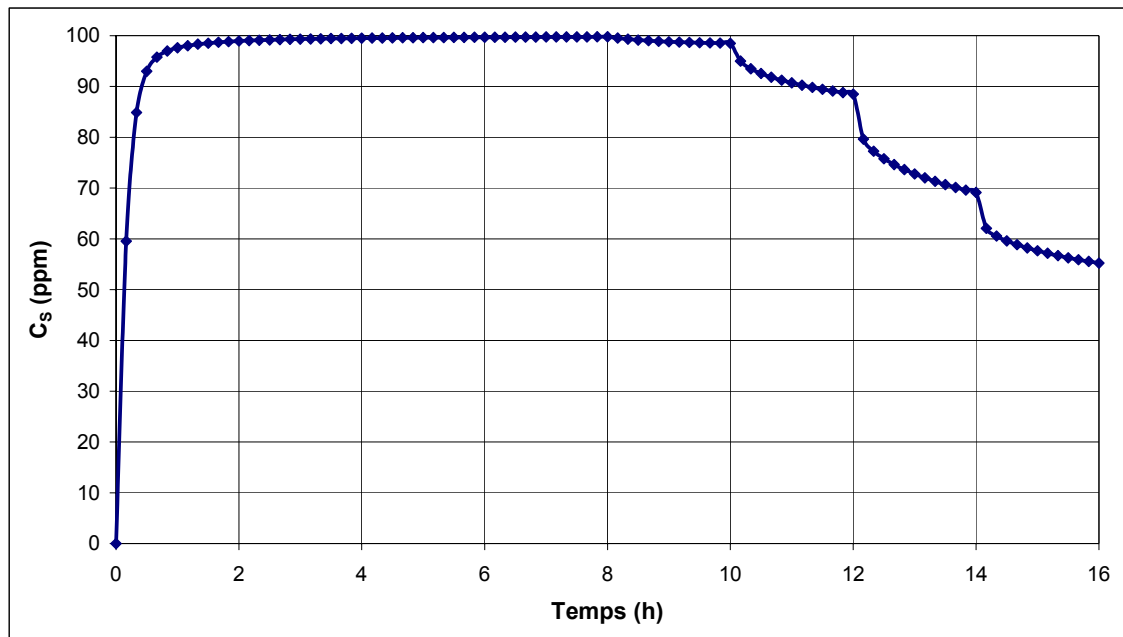


Figure 5.21 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (cas  $k_2 = 10^{-2} \text{ m/s}$ ).

L'équation de dilution (Équation 4.3) ne s'applique donc plus puisque l'hypothèse de récupération totale des eaux en provenance du défaut de scellement n'est plus satisfaite (Équation 4.2). Les valeurs de débit de fuite calculées à partir des valeurs  $C_s$  calculées par CTRAN/W sont donc erronées. Les écarts avec les débits de fuite réels simulés par SEEP/W sont donnés dans le tableau 5.10.

Concernant la mesure des charges hydrauliques, l'écart entre  $h_{2o}$  et  $h_{wb}$  est important (de l'ordre de 10 %), ce qui signifie que les pertes de charge hydrauliques entre la sortie du défaut de scellement et le puits ne sont plus négligeables. Ceci implique que l'équation 4.5 ne s'applique plus, l'hypothèse  $h_{2o} = h_{wb}$  n'est plus valide.

Tableau 5.10 : Résultats relevés des simulations (cas  $k_2 = 10^{-2}$  m/s).

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	45.68	13.66	10.28	11.26	8.67	4.720	99.77	31.93
2	48	48.51	0.49	9.98	11.02	9.50	5.023	98.54	47.30
3	64	51.34	12.69	9.67	10.79	10.36	5.326	88.79	56.82
4	96	57.00	39.03	9.07	10.33	12.18	5.931	69.61	66.82
5	128	62.66	65.37	8.46	9.86	14.18	6.536	55.22	70.69

Les figures 5.22 à 5.26 illustrent pour la fin de chaque palier de pompage l'intrusion du traceur dans l'aquifère. Il est constaté que lors des deux premiers paliers, le traceur s'étend dans l'aquifère 3 puisque le débit de fuite est supérieur au débit de pompage. Puis, pour les trois paliers suivants où le débit de pompage augmente encore plus, le débit de fuite devient inférieur au débit de pompage, ce qui permet le rappel d'une partie du traceur épandue dans l'aquifère lors des deux premiers paliers de pompage.

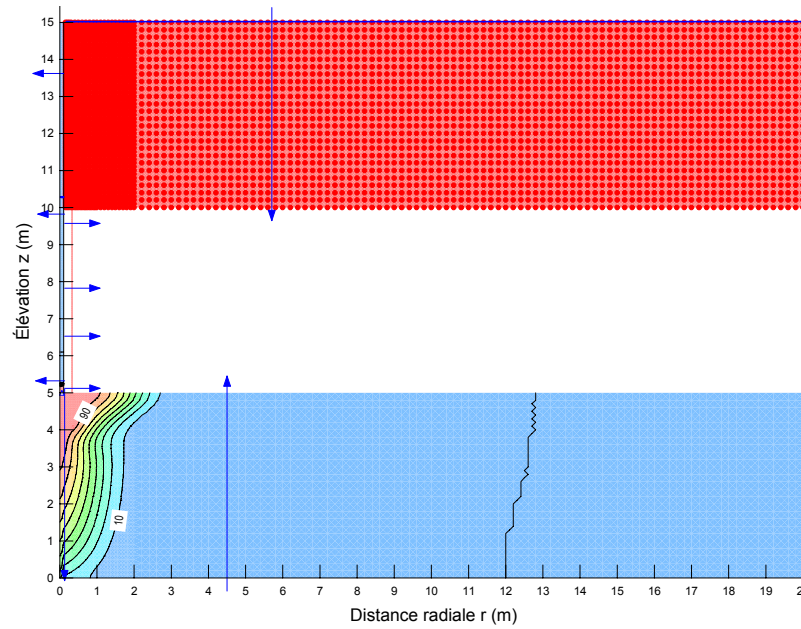


Figure 5.22 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la première étape de pompage ( $Q_w = 32$  L/min).

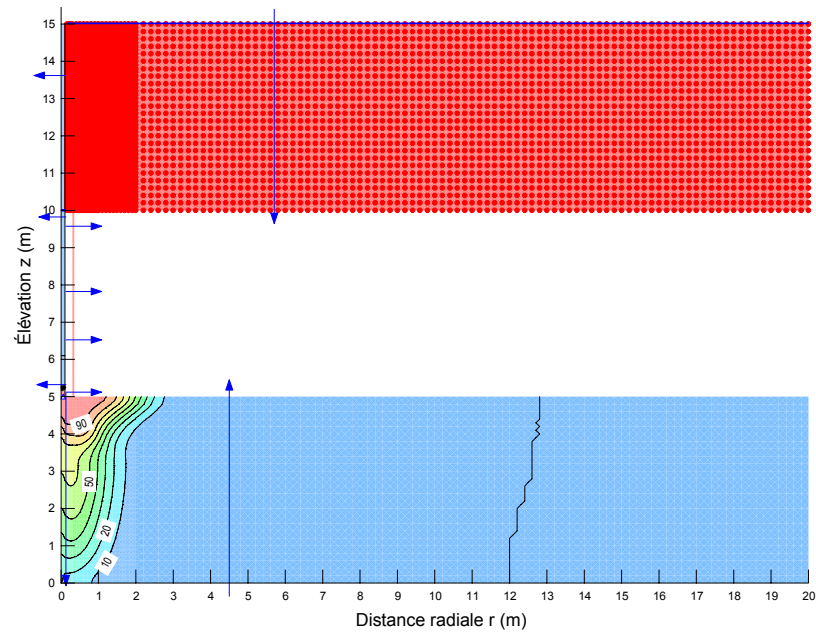


Figure 5.23 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la deuxième étape de pompage ( $Q_w = 48$  L/min).

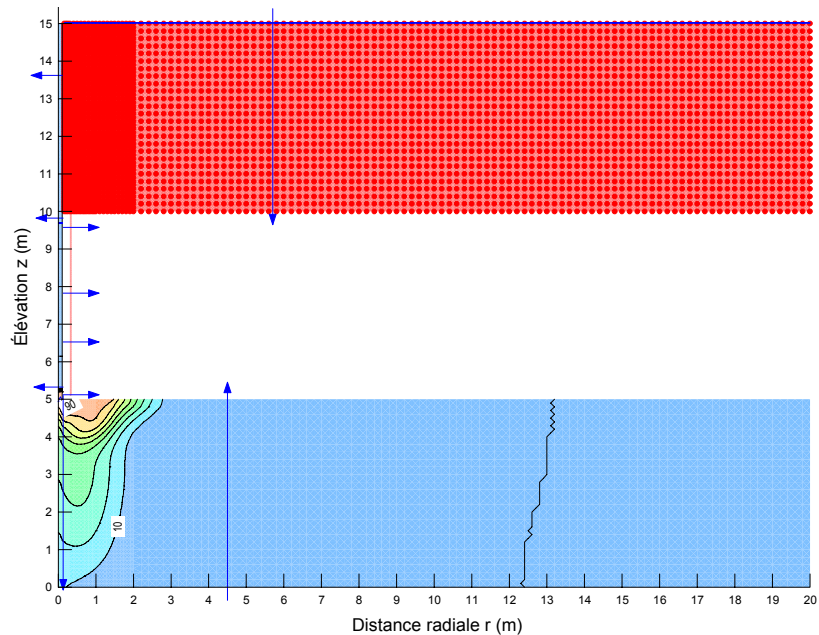


Figure 5.24 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la troisième étape de pompage ( $Q_w = 64$  L/min).

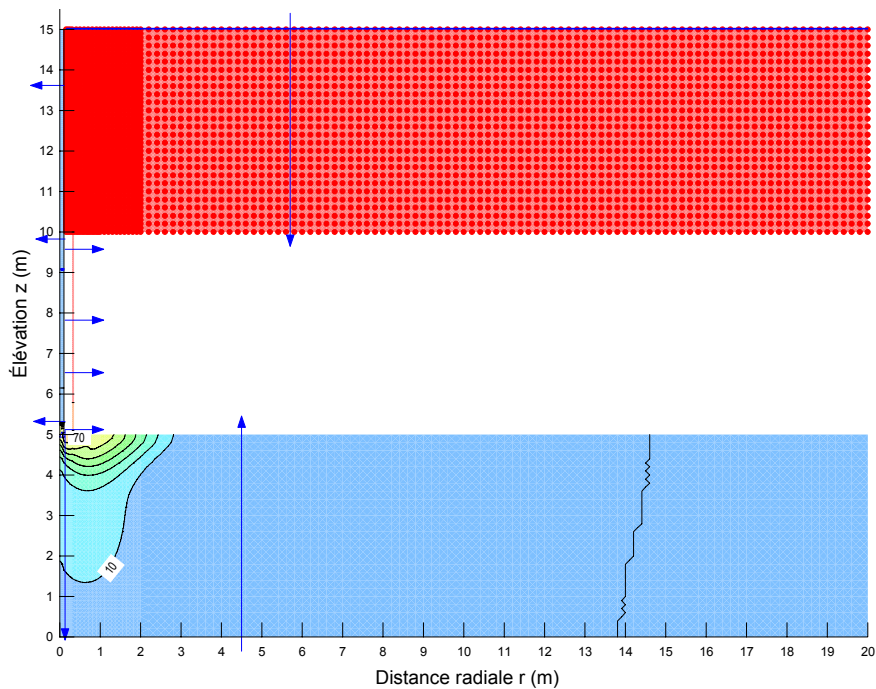


Figure 5.25 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la quatrième étape de pompage ( $Q_w = 96$  L/min).

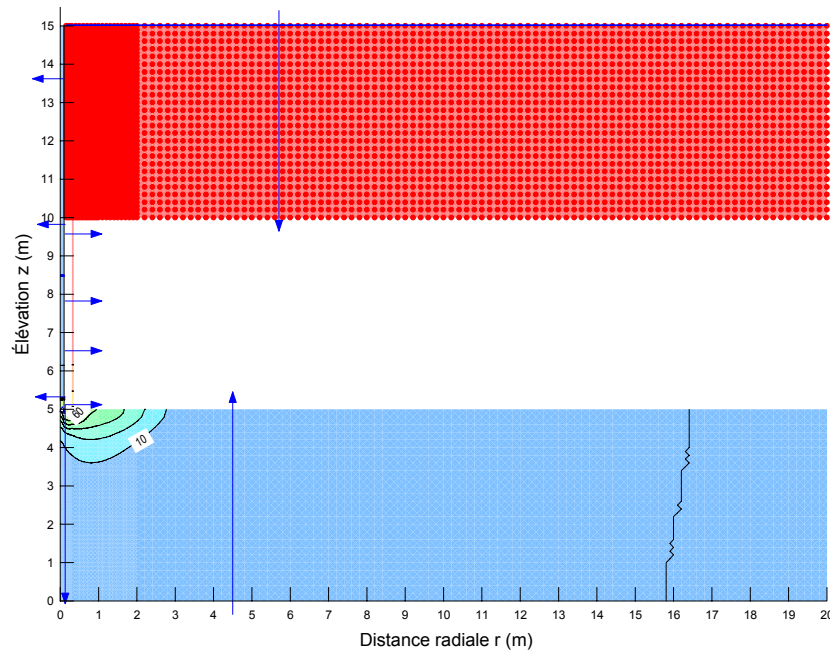


Figure 5.26 : Résultat donné par CTRAN/W à la fin de la cinquième étape de pompage ( $Q_w = 128$  L/min).

Les hypothèses pour l'application de la méthode ne sont donc plus vérifiées dans ce cas. La figure 5.27 montre d'ailleurs que les points du graphique  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  ne s'alignent plus, les propriétés du défaut de scellement ne peuvent donc plus être déterminées. Cette étude numérique indique que dans le cas d'un défaut de scellement très perméable, il faut augmenter les débits de pompage afin de recueillir toute la quantité de traceur en sortie de pompage, et ainsi, pouvoir appliquer la méthode proposée. Sur le terrain, dans pareil cas, l'existence du défaut de scellement et du court-circuit hydraulique qu'il engendre serait tout de suite mise en évidence en remarquant que le débit d'injection est élevé, voire dépasse le débit de pompage. De même que l'importance de la contamination croisée indiquerait qu'il faut envisager la solution du rebouchage du puits pour arrêter l'écoulement de fuite.



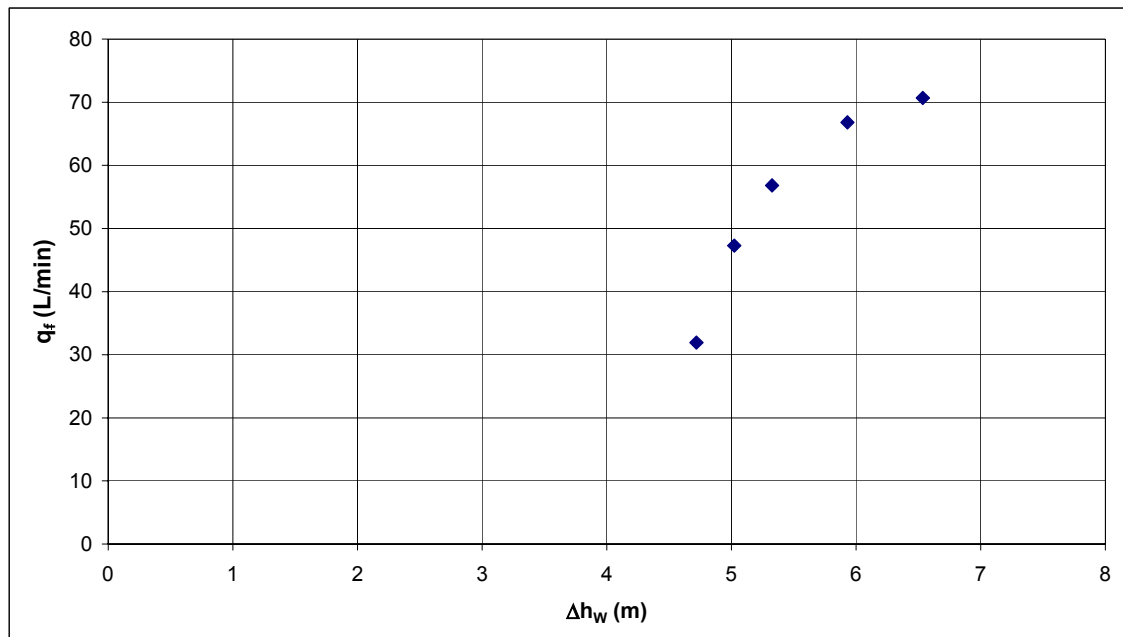


Figure 5.27 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (cas  $k_2 = 10^{-2}$  m/s).

### 5.4.3 Étude numérique de l'influence de la position de la pompe dans le puits

Dans l'exemple type de la partie 5.3, avait été considérée une position de la pompe dans le puits qui était la plus proche possible de la sortie du défaut de scellement (donc à la même élévation, en vis-à-vis de celui-ci). Dans cette partie est envisagé une situation où la pompe occupe une autre position dans le puits. Il a été choisi le milieu du puits (élévation  $z = 2.5$  m). Pour ce cas, la même procédure de vérification numérique de la méthode est appliquée (partie 5.3). Exceptée la position de la pompe, les caractéristiques du modèle numérique présentées à la partie 5.3 restent les mêmes.

Plus la pompe est éloignée de la sortie du défaut de scellement, et plus l'atteinte d'un régime permanent pour la valeur de  $C_S$  lors du premier palier de pompage sera longue. Si tout le traceur est recueilli (pas d'intrusion dans l'aquifère 3) grâce à des débits de pompage suffisamment importants, alors les hypothèses sur l'équation de dilution devraient être satisfaites. De même, par rapport au cas présenté en 5.3, les charges hydrauliques devraient être inchangées.

Dans ces conditions, les résultats obtenus devraient rester en théorie identiques à ceux de la partie 5.3.

La figure 5.28 montre qu'effectivement la durée du pompage pour le palier 1 a dû être plus importante avant d'obtenir le régime permanent (Figure 5.29). Une durée de 70 heures a été nécessaire, ce qui représente un temps beaucoup plus important que les 8 heures nécessaires dans le cas de la partie 5.3. En effet, le traceur, avant d'être capté par la pompe doit, une fois sorti du défaut de scellement cheminer à travers le puits où la dilution avec les eaux en provenance de l'aquifère s'opère.

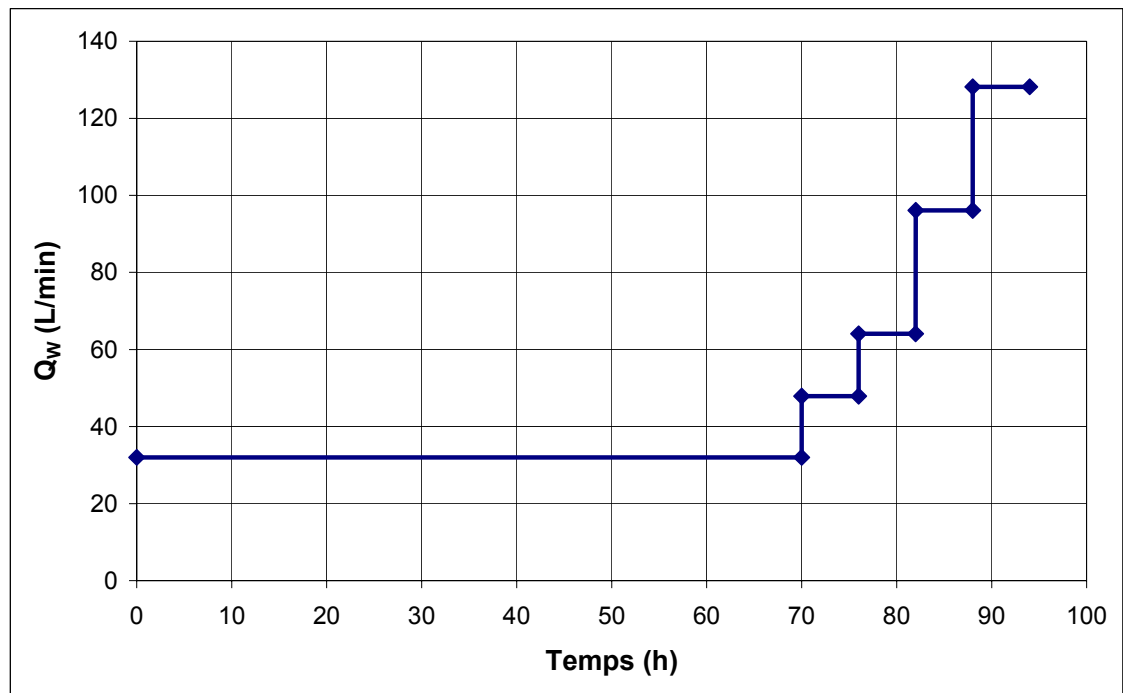


Figure 5.28 : Paliers de pompage (pompage située en milieu de crépine).

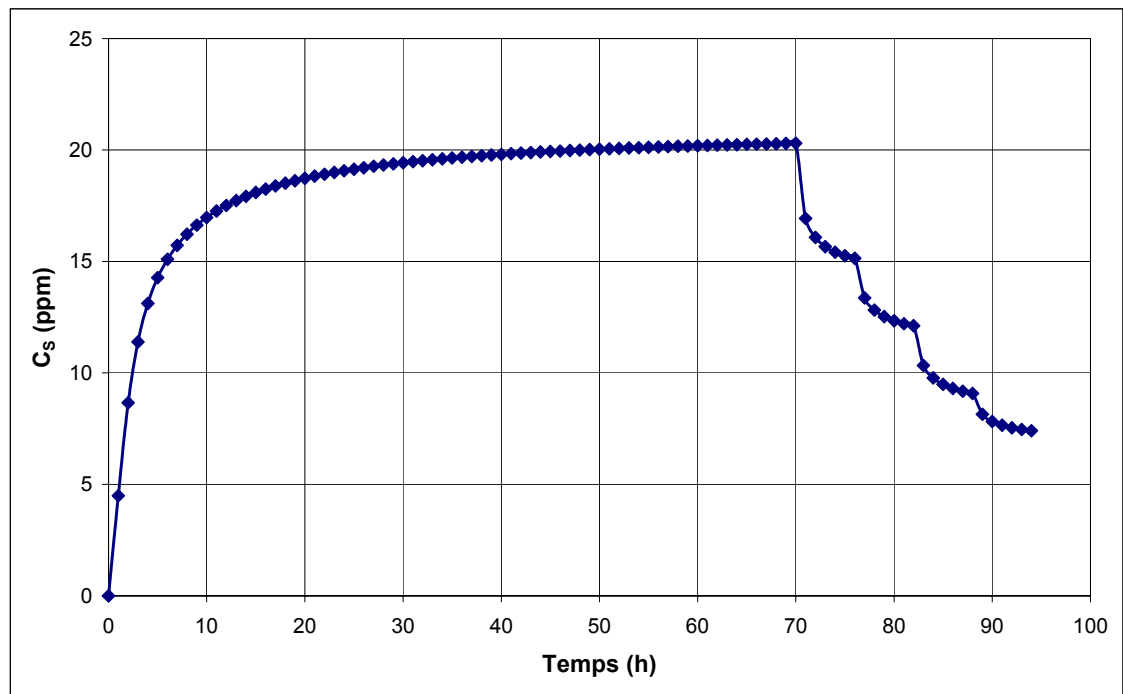


Figure 5.29 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W (Pompe située en milieu de crépine).

Les résultats obtenus sont compilés dans le tableau 5.11. Les mêmes remarques que pour le tableau 5.2 de la partie 5.3 peuvent être formulées. Il est d'ailleurs à relever que les valeurs obtenues pour les différents résultats sont pratiquement identiques.

Tableau 5.11 : Résultats relevés des simulations (Pompe située en milieu de crépine).

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.63	25.38	9.416	9.571	1.62	5.585	20.30	6.50
2	48	7.03	40.85	9.062	9.236	1.88	5.938	15.14	7.27
3	64	7.45	56.64	8.701	8.895	2.18	6.299	12.12	7.75
4	96	8.27	87.87	7.988	8.220	2.82	7.012	9.08	8.72
5	128	9.09	119.10	7.274	7.545	3.58	7.726	7.40	9.47

De la figure 5.30 est déterminée une valeur de  $k_2A/L$  de 1.22 L/min.m. En comparaison avec la valeur réelle donnée dans le tableau 5.3 (1.23 L/min.m), il est montré que la position de la pompe ne modifie pas les résultats.

Il est à remarquer sur la figure 5.30 que le point correspondant au premier palier de pompage s'aligne moins bien sur la droite de régression impliquant un coefficient de d'autodétermination de 0.98 au lieu de 1 (partie 5.3). La figure 5.30 montre en effet que si le débit de fuite pour ce point avait été légèrement plus élevé, la régression aurait été parfaite. Cet écart est dû en fait à la détermination de  $C_{SI}$  (concentration stabilisée pour le premier palier de pompage). En effet, d'après la figure 5.29, le régime permanent du premier palier n'était pas encore tout à fait atteint,  $C_{SI}$  continuait à croître légèrement, ce qui aurait impliqué un calcul de débit de fuite  $q_{f1}$  un peu plus important.

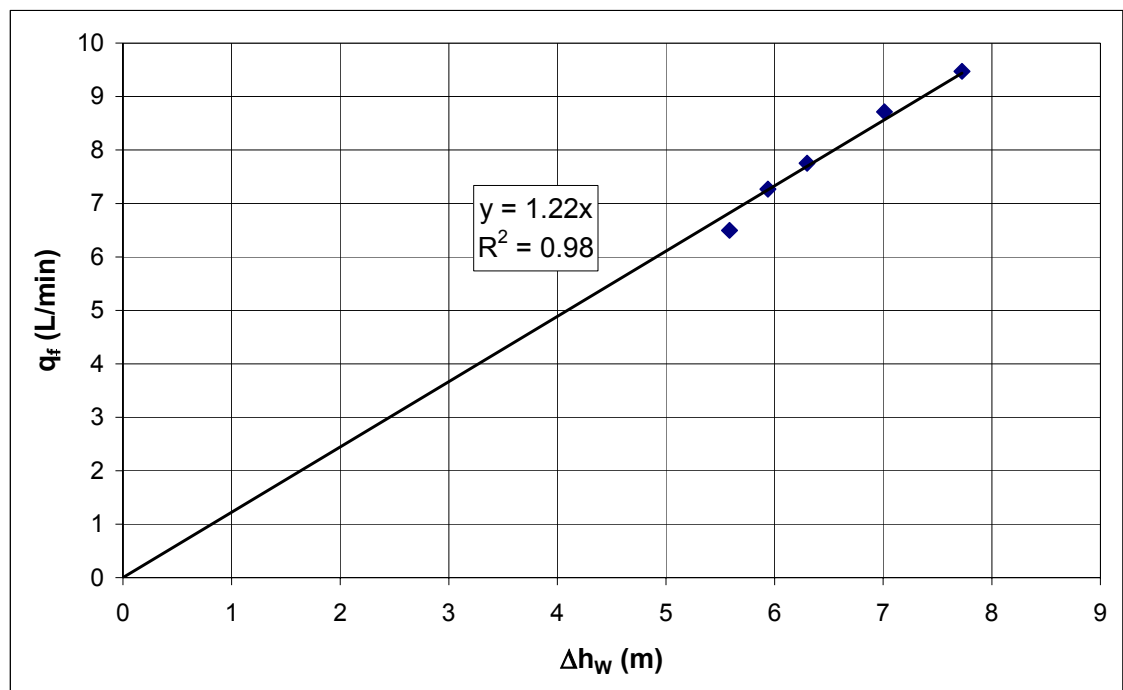


Figure 5.30 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (Pompe située en milieu de crépine).

Cette étude aura confirmé qu'en pratique, il faut favoriser une position de la pompe la plus proche possible de la sortie du défaut de scellement, c'est-à-dire en vis-à-vis de la base de l'aquitard. Les temps nécessaires pour l'application du protocole de détection et de caractérisation en seront d'autant plus diminués.

#### 5.4.4 Étude numérique pour le cas où les aquifères 1 et 3 sont à nappe captive

Dans le cas où l'aquifère 1 est à nappe captive, les résultats doivent a priori rester inchangés puisque le problème revient uniquement à faire varier la charge hydraulique  $h_1 = h_{wh}$ . Il peut tout de même être intéressant de le vérifier numériquement dans cette partie. Le même exemple que celui présenté à la partie 5.3 est considéré ici, avec cette fois-ci une charge hydraulique  $h_1 = h_{wh}$  égale à 20 m au lieu de 15 m. Les résultats obtenus sont donnés dans les figures 5.31 et 5.32 et dans le tableau 5.12.

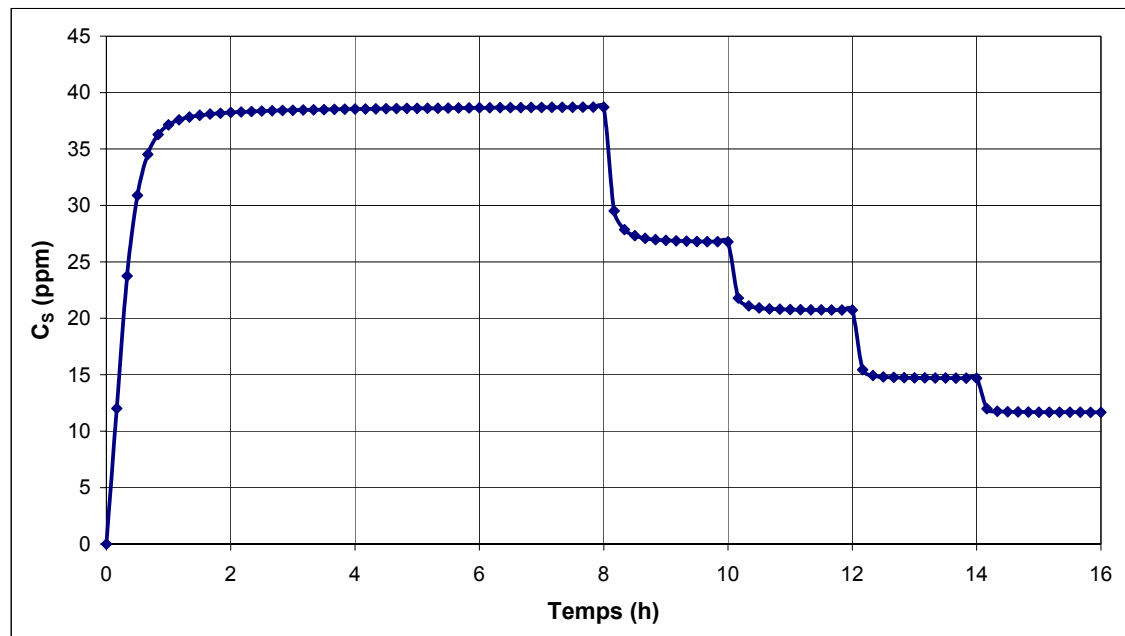


Figure 5.31 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive :  $h_1 = h_{wh} = 20$  m.

La figure 5.31 montre des paliers de concentration plus élevés qu'en 5.3. En effet, étant donné que la différence de charge hydraulique entre les deux aquifères est plus élevée (gradient de 2 m/m au lieu de 1 m/m en 5.3), l'écoulement de fuite est plus important ce qui implique qu'en sortie de pompage les concentrations mesurées sont plus élevées.

Tableau 5.12 : Résultats relevés des simulations dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive :  $h_1 = h_{wh} = 20$  m.

Palier	<i>Débits (vérification du principe de conservation)</i>			<i>Relevés physiques</i>				<i>Relevés chimiques / calcul <math>q_f</math> (Éq. 4.3)</i>	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	12.4	19.6	9.544	9.816	2.77	10.46	38.71	12.4
2	48	12.8	35.2	9.188	9.479	3.07	10.81	26.79	12.9
3	64	13.3	50.8	8.831	9.141	3.39	11.17	20.74	13.3
4	96	14.1	81.9	8.119	8.467	4.12	11.88	14.70	14.1
5	128	14.9	113.1	7.406	7.793	4.96	12.59	11.67	14.9

Le tableau 5.12 confirme les remarques précédentes, les débits de fuite sont plus importants par rapport aux débits de l'aquifère 3 à cause des différences de charge hydraulique plus élevées entre les puits.

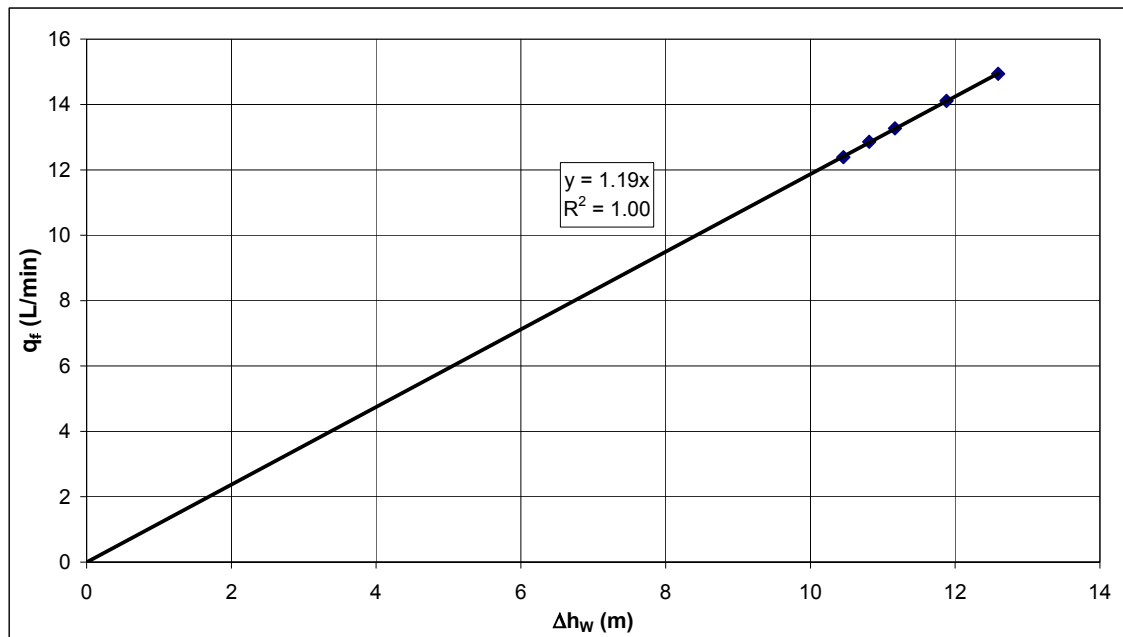


Figure 5.32 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas de l'aquifère 1 à nappe captive :  $h_1 = h_{wh} = 20$  m.

On remarque que le résultat obtenu pour la détermination de  $k_2 A/L$  est identique à celui de la partie 5.3. Les mêmes remarques peuvent être faites ici. La méthode s'applique donc également dans le cas où les deux aquifères sont à nappe captive. Ceci est intéressant à remarquer, notamment pour le cas des milieux stratifiés constitués par plusieurs aquifères superposés et séparés par des aquitards (systèmes confinés multicouches).

#### 5.4.5 Réalisation des pompages par paliers décroissants

La réalisation de pompages par paliers décroissants doit optimiser les temps d'exécution de l'essai. En effet, si le premier palier de pompage est le plus fort, l'atteinte du régime permanent pour la stabilisation de la concentration en traceur en sortie de pompage est plus rapide. Sur le terrain, il peut donc tout d'abord être recherché le débit de pompage maximal (débit pour lequel l'aquifère 3 est à la limite du

dénoyage une fois le régime permanent atteint). Ce débit sera alors pris pour premier palier de pompage. Les paliers qui s'ensuivront seront alors décroissants, et la durée de l'essai aura ainsi été réduite au maximum.

Ceci peut être montré numériquement. En effet, il est possible de réaliser une étude numérique sous les mêmes conditions que le problème étudié à la partie 5.3, mais cette fois-ci en inversant les paliers de pompage. Ainsi, les 5 paliers consistent en des débits de pompage respectifs de 128 L/min, 96 L/min, 64 L/min, 48 L/min, et 32 L/min (Figure 5.33).

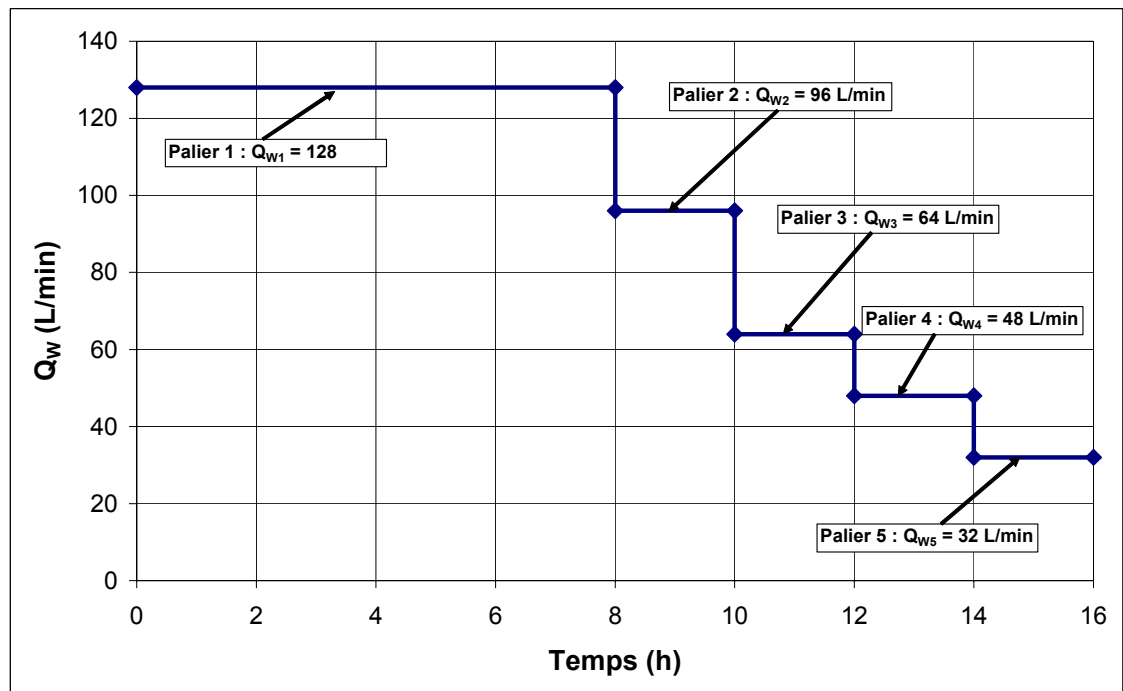


Figure 5.33 : Paliers de pompage décroissants.

Les pas de temps pour cette simulation numérique sont les mêmes que ceux du problème en 5.3. Par contre, les temps d'atteinte du régime permanent lors du premier palier seront comparés entre les situations  $Q_{w1} = 32 \text{ L/min}$  (partie 5.3) et  $Q_{w1} = 128 \text{ L/min}$  (cas étudié dans cette partie). La figure 5.34 présente l'obtention des paliers de concentrations stabilisées.



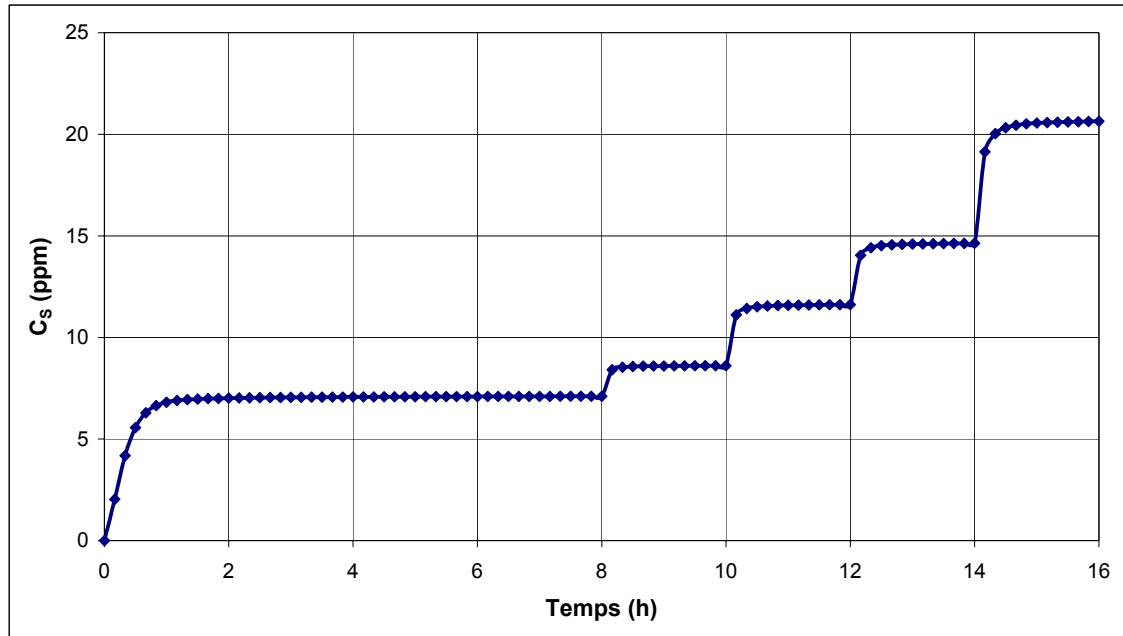


Figure 5.34 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W dans le cas de pompages par paliers décroissants.

Pour le premier palier de pompage, le régime permanent est obtenu en environ une heure, au lieu de 2 heures dans le cas des mêmes valeurs de pompages, mais en paliers croissants (partie 5.3). Un gain de temps est donc obtenu avec l'application des paliers décroissants.

Le tableau 5.13 et la figure 5.35 confirment que les résultats obtenus sont les mêmes que ceux de la partie 5.3 puisque le mode d'opération des paliers de pompage n'influence pas les résultats.

Tableau 5.13 : Résultats relevés des simulations dans le cas de pompages par paliers décroissants.

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	9.09	118.9	7.278	7.548	3.58	7.722	7.11	9.10
2	48	8.27	87.7	7.991	8.222	2.82	7.009	8.61	8.27
3	64	7.45	56.6	8.703	8.897	2.17	6.297	11.61	7.43
4	96	7.04	41.0	9.059	9.234	1.89	5.941	14.63	7.02
5	128	6.63	25.4	9.416	9.571	1.62	5.584	20.64	6.60

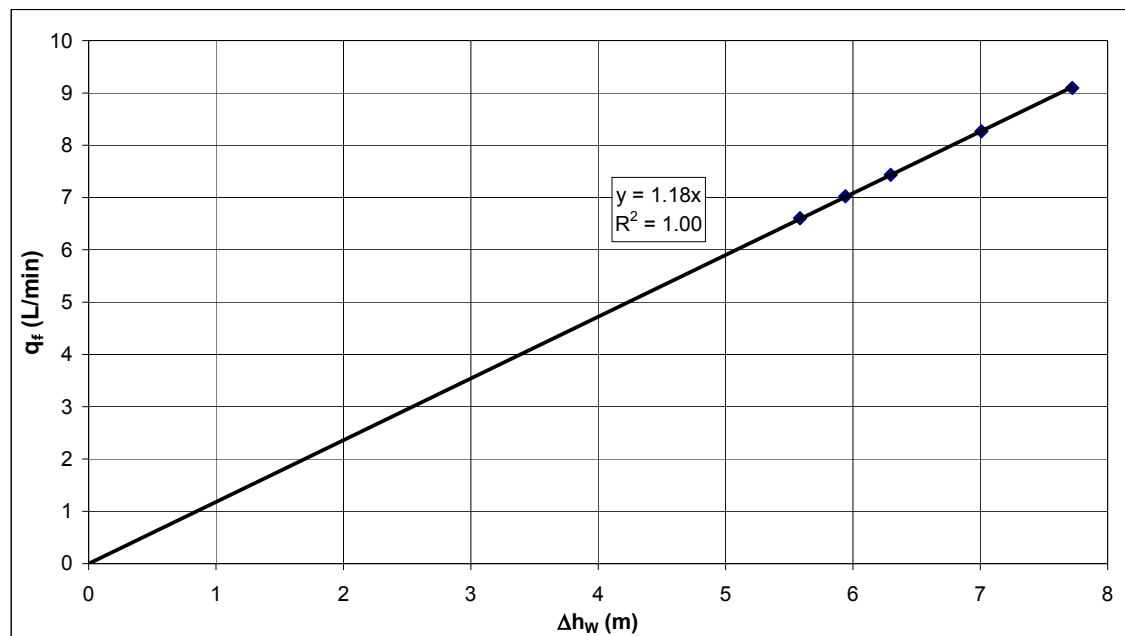


Figure 5.35 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas de pompages par paliers décroissants.

D'autres situations pour lesquelles une série de paliers de pompage augmentant, puis descendant de façon aléatoire donneraient également des résultats identiques.

Le cas étudié dans cette partie montre cependant numériquement qu'il est possible d'optimiser les temps d'application de la méthode en effectuant des séries de pompage à paliers décroissants.

#### **5.4.6 Conclusion des parties 5.3 et 5.4**

Les différents cas de figure considérés ont montré que la méthode des pompages par paliers successifs pour la détection et la caractérisation d'un défaut de scellement peut être validée lorsque les hypothèses considérées sont respectées. Les cas étudiés concernaient d'une part des situations sans injection de traceur, où le traceur est initialement présent dans l'aquifère 1, et d'autre part des situations où l'aquitard est considéré complètement imperméable. Les parties 5.5 et 5.6 qui suivent vont respectivement traiter numériquement les cas où une injection de traceur est réalisée au niveau du piézomètre (procédure telle que décrite au chapitre 4), et les cas où il existe un aquitard non complètement imperméable (aquifère 3 semi captif).

### **5.5 Étude numérique pour le cas où un traceur est injecté dans le piézomètre**

Il est envisagé dans cette partie l'autre modalité possible pour l'application de la méthode des pompages par paliers successifs lorsque la composition chimique de l'aquifère 1 ne permet pas d'éviter la réalisation d'une injection de traceur. Cette situation est présentée dans cette partie à partir d'exemples, et la méthode est appliquée aux résultats des études numériques afin de vérifier sa validité dans ce cas de figure.

#### **5.5.1 Présentation de l'étude**

Lors des études numériques précédentes a été considéré le cas où la concentration en traceur est maintenue constante et uniforme dans tout l'aquifère 1 (condition de concentration constante aux nœuds  $C_0 = 100$  ppm). Ces situations sont valables en réalité dans le cas où serait appliquée la méthode sans injection de traceur dans le piézomètre de l'aquifère 1. L'étude se base donc sur la présence d'un contaminant

présent initialement dans l'aquifère 1, mais absent de l'aquifère 3. Cela suppose que la composition chimique des deux aquifères soit différente, et qu'il existe notamment un contaminant propre à l'aquifère 1 permettant ainsi la réalisation de la méthode des pompages par paliers successifs.

Dans cette partie, il est considéré le cas d'une injection de traceur dans l'aquifère 1 via le piézomètre installé dans celui-ci. Il s'agit en fait des conditions décrites dans le chapitre 4. Les conditions du problème restent les mêmes que celles décrites précédemment à la partie 5.3, mais cette fois, une condition de concentration constante de 100 ppm est appliquée aux nœuds du piézomètre uniquement. Il sera notamment intéressant de vérifier si les surcharges d'injection sont suffisantes pour qu'il n'y ait pas de dilution du traceur par les eaux de l'aquifère 1 avant sa pénétration dans le défaut de scellement et donc si les résultats obtenus sont identiques à ceux obtenus à la partie 5.3. Deux cas d'injection sont envisagés : un premier cas pour lequel la charge hydraulique  $h_{wh}$  est de 16 m (surcharge de 1 m par rapport à  $h_1 = 15$  m), et un autre cas pour lequel la charge hydraulique  $h_{wh}$  est de 15.1 m (surcharge de 10 cm par rapport à  $h_1 = 15$  m).

### **5.5.2 Injection du traceur avec une surcharge hydraulique de 1 m**

Comme signalé précédemment, les conditions aux frontières au niveau de l'aquifère 1 changent par rapport au problème présenté en 5.3. Ainsi, une condition de charge hydraulique constante  $h_{wh} = 16$  m est affectée aux nœuds du piézomètre, et une condition de charge hydraulique  $h_1 = 15$  m est affectée à la frontière de l'aquifère à une distance radiale de 20 m de l'axe de symétrie du problème (axe du puits de pompage). Le maillage du problème avec les nouvelles conditions aux frontières est présenté sur la figure 5.36. Pour le reste, les conditions aux frontières pour l'aquifère 3 restent inchangées. Enfin, il faut signaler que les conditions initiales définies pour les simulations consistent en une condition de charge hydraulique constante et uniforme de  $h_1 = h_{wh} = 15$  m dans tout l'aquifère 1 et le piézomètre. Ensuite, dès le démarrage du premier palier de pompage, l'injection selon les modalités décrites commence.

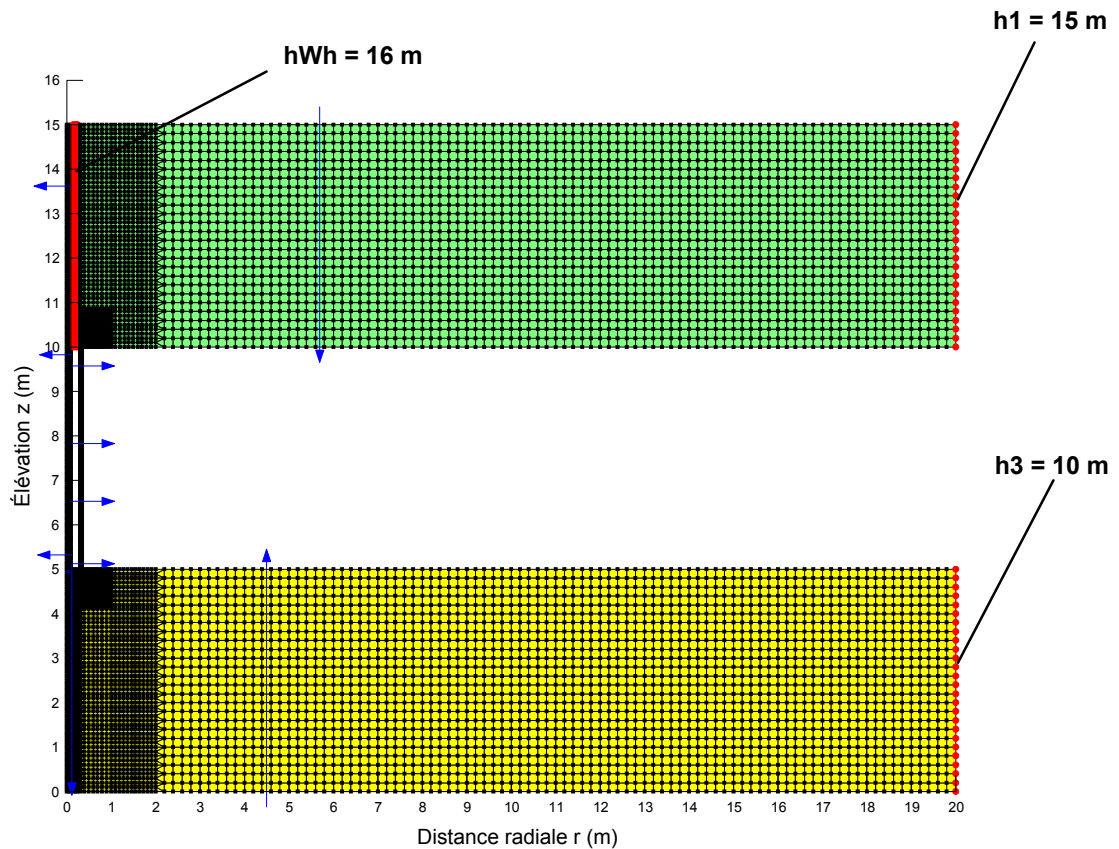


Figure 5.36 : Maillage défini dans SEEP/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{Wh} = 16$  m.

Concernant les conditions aux frontières dans CTRAN/W, une concentration constante en traceur  $C_0 = 100$  ppm (Figure 5.37) est imposée aux nœuds dans le piézomètre, et non plus à tout l'aquifère 1 comme en 5.3. Pour le reste, les conditions restent les mêmes qu'en 5.3.

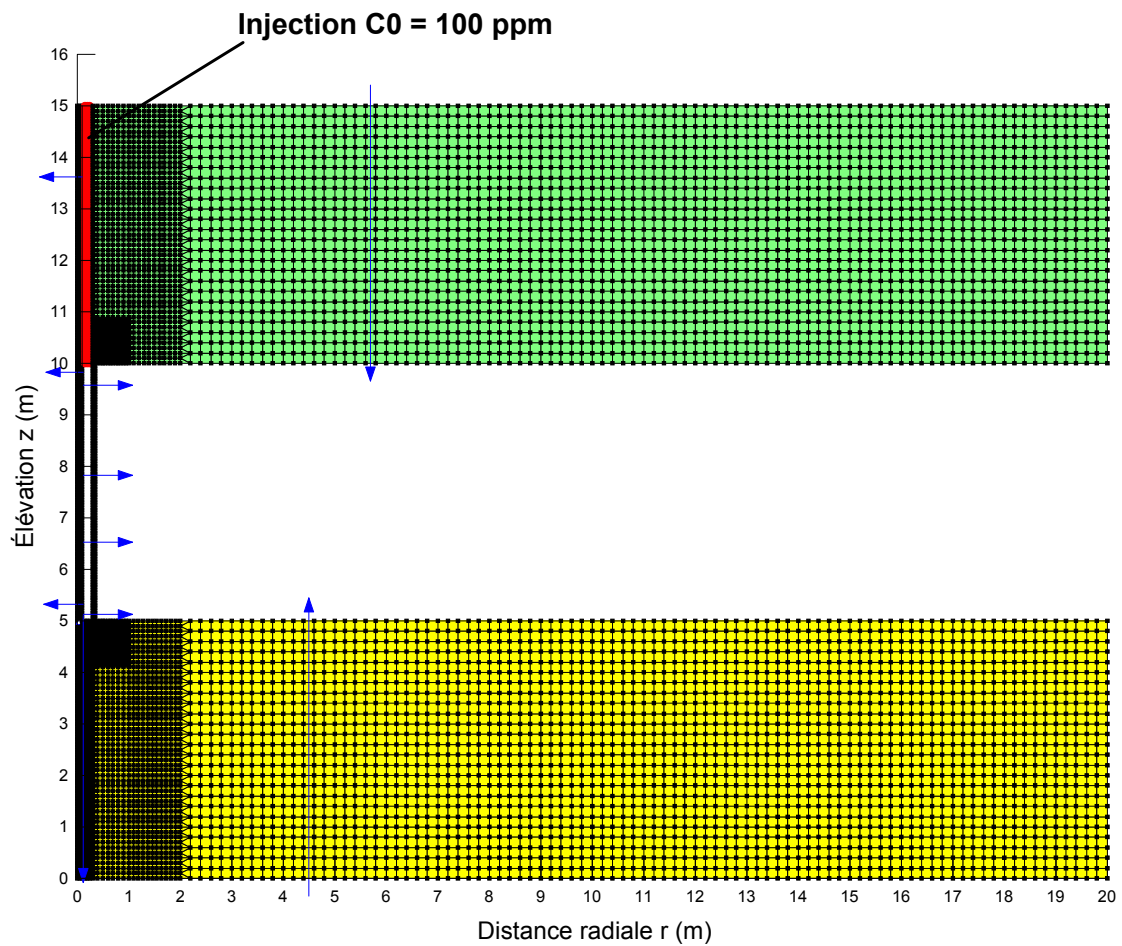


Figure 5.37 : Maillage défini dans CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 16$  m.

La figure 5.38 montre le résultat de la simulation obtenu avec SEEP/W à la fin du cinquième et dernier palier de pompage ( $Q_w = 128$  L/min). Elle montre notamment que la charge hydraulique à l'entrée du défaut de scellement est égale à  $h_{wh}$ , soit 16 m dans le cas présenté.

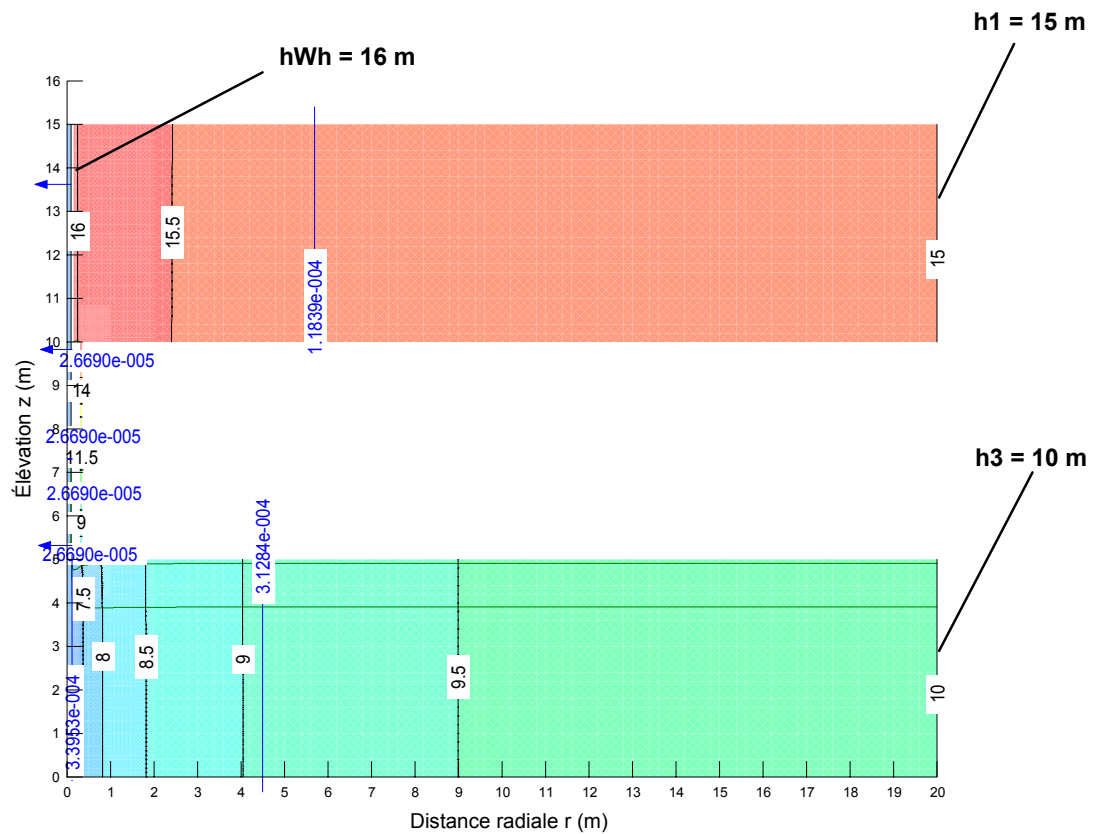


Figure 5.38 : Résultat obtenu avec SEEP/W pour  $Q_w = 128$  L/min pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{Wh} = 16$  m.

La figure 5.39 montre que les concentrations stabilisées obtenues pour les différents paliers de pompage sont plus élevées qu'en 5.3. En effet, la surcharge hydraulique d'injection de 1 m par rapport au niveau statique de l'aquifère occasionne une augmentation des gradients hydrauliques verticaux entre les deux aquifères, et donc une augmentation des débits de fuite. Le régime permanent lors du premier palier de pompage est obtenu au bout d'environ 4 heures.

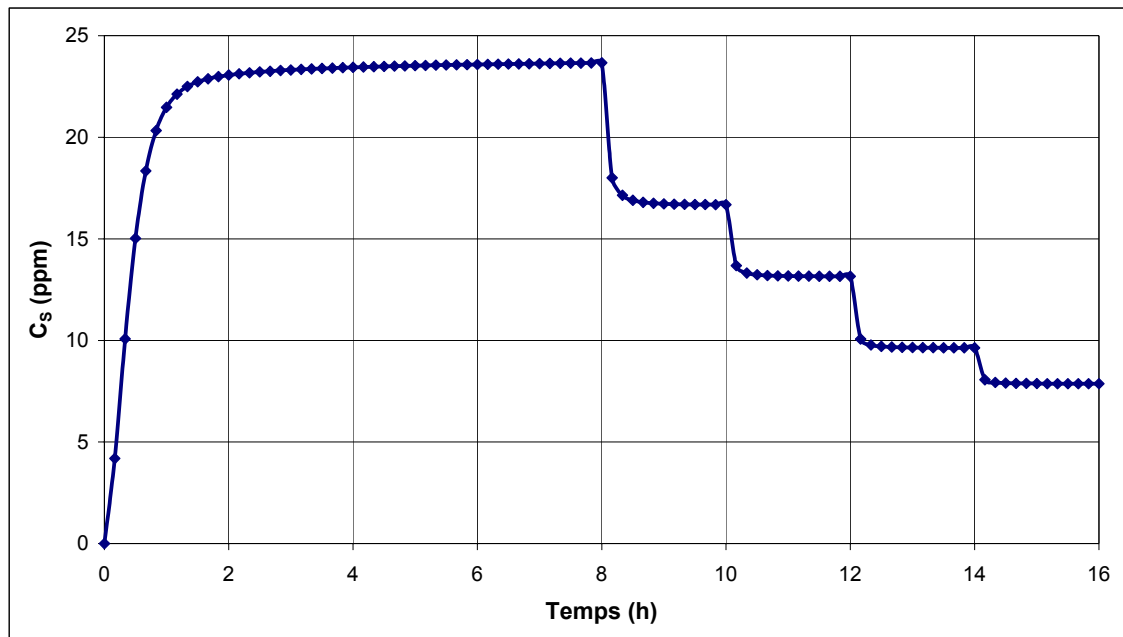


Figure 5.39 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 16$  m.

Il a été vérifié avec CTRAN/W (Figure 5.40) que la concentration en traceur à l'entrée du défaut de scellement est bien de 100 ppm après l'établissement du régime permanent. Grâce à la surcharge hydraulique d'injection s'est donc bien créée une auréole de concentration  $C_0 = 100$  ppm au voisinage de l'entrée du défaut de scellement. Il n'y a donc pas eu de dilution du traceur injecté avant sa pénétration dans le défaut de scellement, ce qui satisfait une des hypothèses nécessaires pour l'application de la méthode.



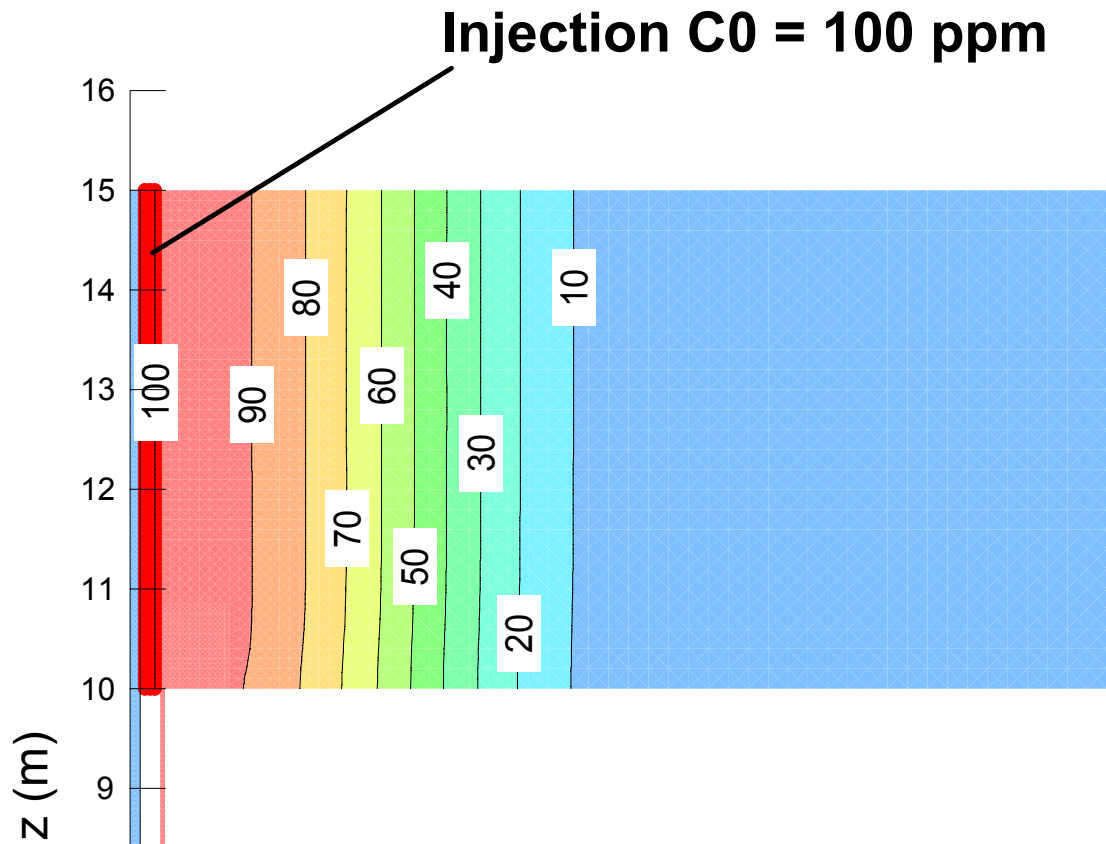


Figure 5.40 : Résultat de CTRAN/W montrant la situation lors du cinquième palier de pompage pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 16$  m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).

Le tableau 5.14 montre une bonne conformité entre les débits de fuite calculés par SEEP/W et ceux calculés par l'équation de dilution avec les résultats de CTRAN/W, les écarts sont faibles, ce qui provient de l'hypothèse selon laquelle la surcharge d'injection évite la dilution du traceur avant sa pénétration dans le défaut de scellement.

Tableau 5.14 : Résultats des simulations pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 16$  m.

Palier	Débits (vérification du principe de conservation)			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	7.64	24.36	9.44	9.61	1.83	6.562	23.66	7.57
2	48	8.05	39.96	9.08	9.28	2.10	6.918	16.68	8.01
3	64	8.45	55.56	8.73	8.94	2.39	7.275	13.16	8.42
4	96	9.26	86.75	8.01	8.26	3.05	7.988	9.64	9.25
5	128	10.06	117.95	7.30	7.59	3.82	8.700	7.87	10.07

Il reste à vérifier le résultat obtenu pour  $k_2A/L$  (Figure 5.41). Le résultat obtenu est 1.16 L/min.m., la valeur réelle étant de 1.23 L/min.m (Tableau 5.3). L'écart à la valeur réelle reste donc faible (environ 6 %), ce qui valide la méthode pour ce cas de figure.

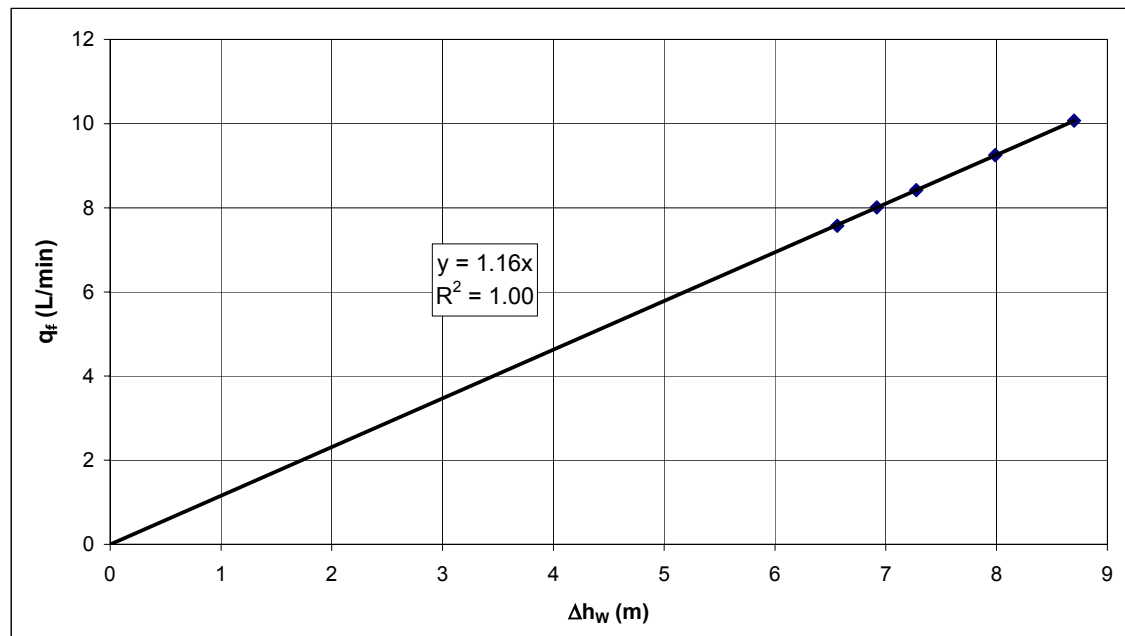


Figure 5.41 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 16$  m.

La méthode est donc validée pour cette étude avec une surcharge hydraulique de 1 m. Il peut être intéressant, encore à partir d'un exemple, de tester une injection avec une surcharge hydraulique beaucoup plus faible. En théorie, le traceur pénétrera à une concentration  $C_0$  dans le défaut de scellement à partir du moment où une surcharge hydraulique d'injection, aussi faible soit elle, existe par rapport au niveau statique de l'aquifère 1.

### 5.5.3 Injection du traceur avec une surcharge hydraulique de 0.1 m

Il est envisagé dans cette partie une surcharge hydraulique d'injection de 10 cm ( $h_{Wh} = 15.1$  m), tel que montré sur la figure 5.42.

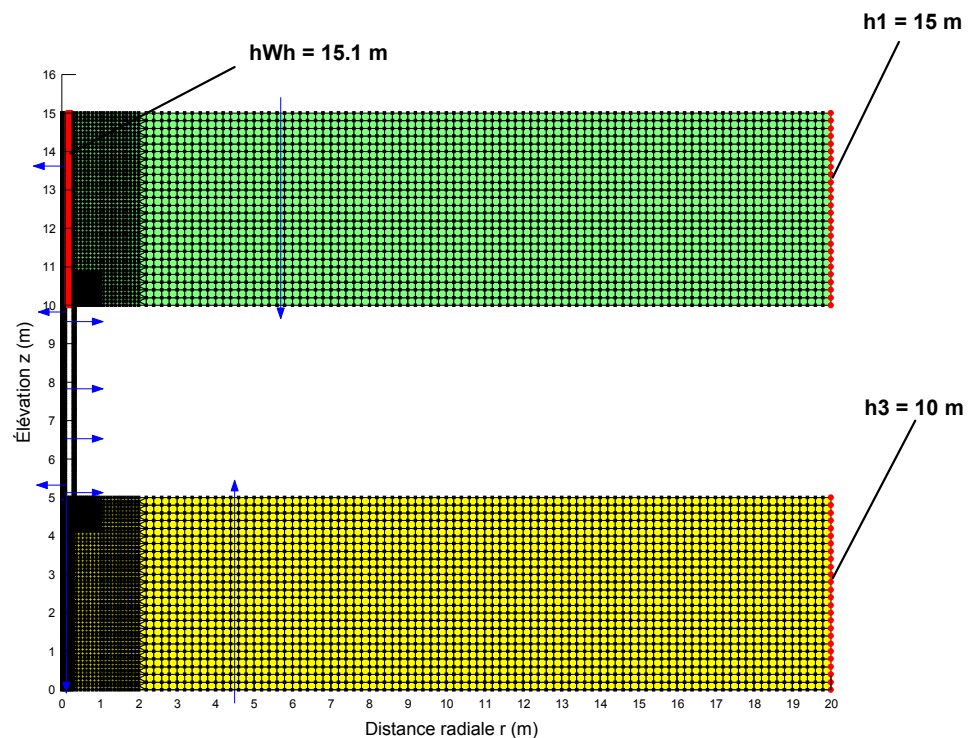


Figure 5.42 : Maillage défini dans SEEP/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{Wh} = 15.1$  m.

La figure 5.43, résultant des simulations avec SEEP/W montre que la surcharge hydraulique affecte bien l'entrée du défaut de scellement, ce qui permet bien une injection du traceur à la concentration  $C_0 = 100$  ppm comme le montre la figure 5.44.

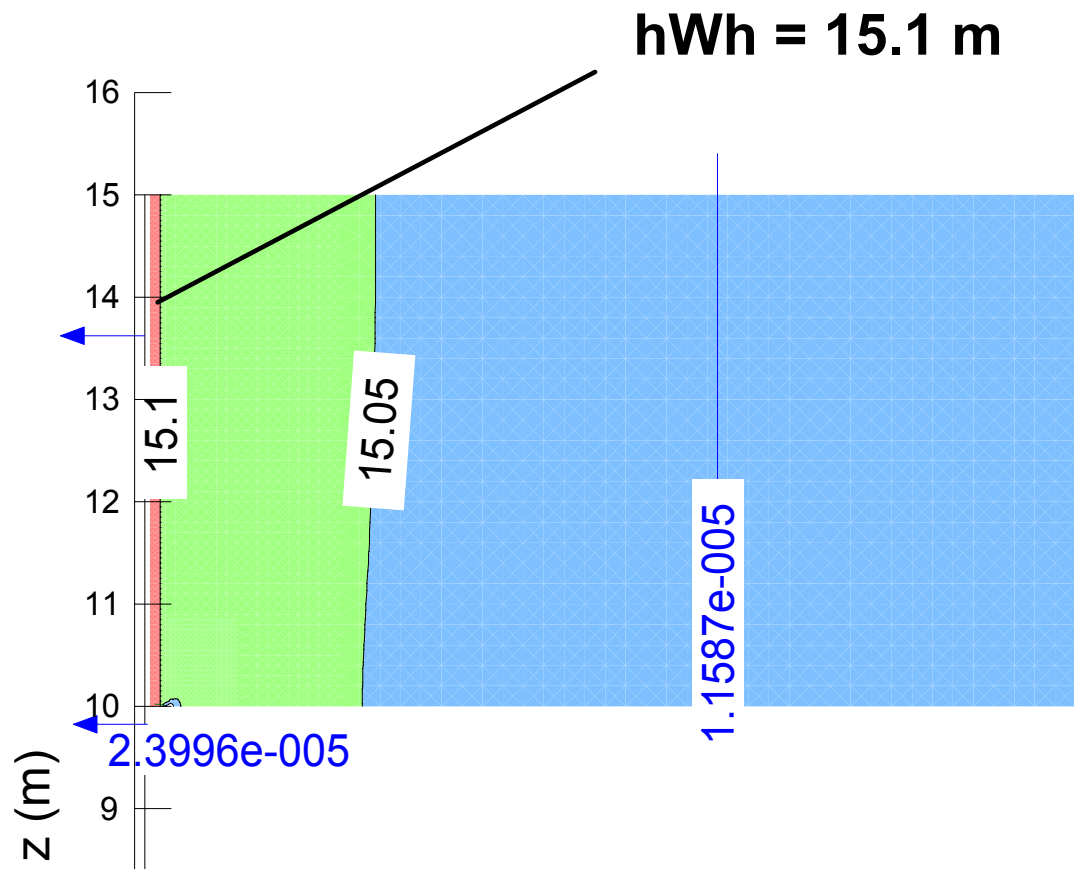


Figure 5.43 : Résultat obtenu avec SEEP/W pour  $Q_w = 128$  L/min avec une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 15.1$  m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).

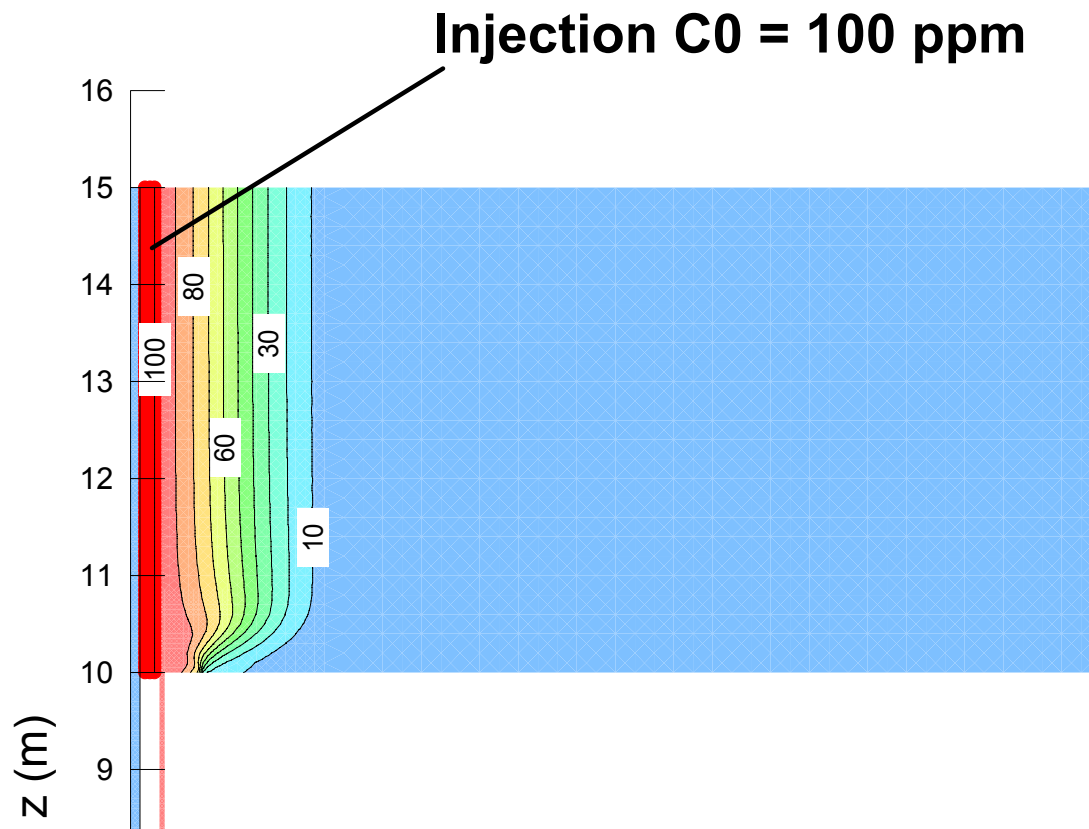


Figure 5.44 : Résultat de CTRAN/W montrant la situation lors du cinquième palier de pompage pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 15.1$  m (agrandissement de la zone à proximité de l'entrée du défaut de scellement).

La figure 5.45 montre des paliers de concentration légèrement plus faibles que ceux obtenus dans le cas précédent (paragraphe 5.5.2). En effet, la surcharge d'injection étant plus faible, les gradients verticaux entre les aquifères ainsi que les débits de fuite obtenus sont plus faibles (Tableau 5.15).

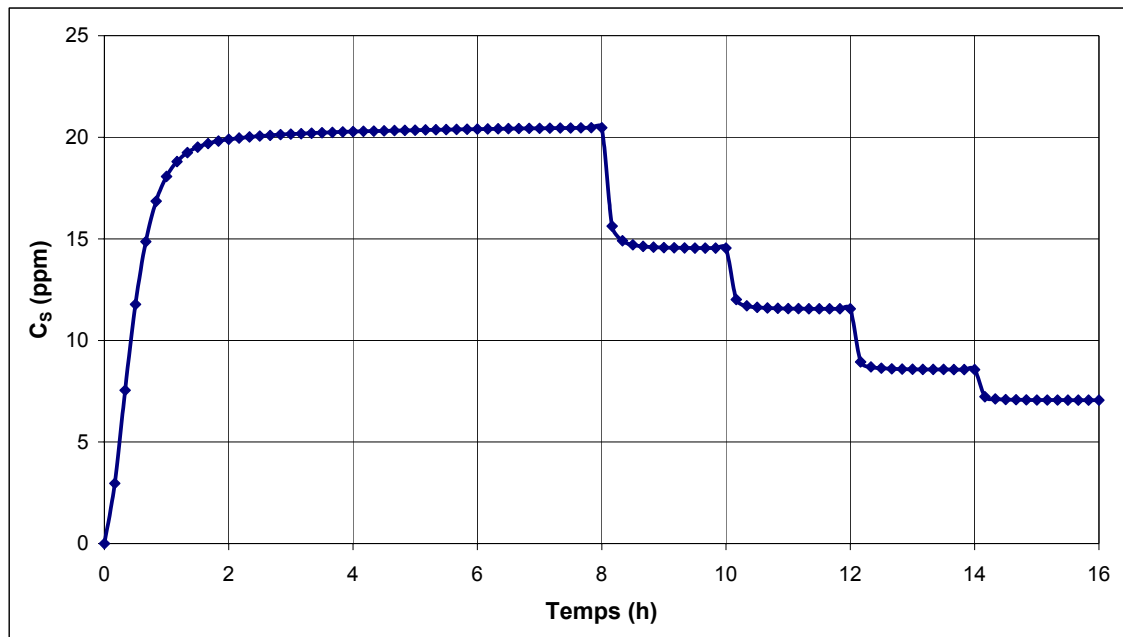


Figure 5.45 : Évolution de la concentration en sortie de pompage calculée par CTRAN/W pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 15.1$  m.

Il a été vérifié avec CTRAN/W que le traceur pénètre bien, dans ce cas également, à la concentration d'injection de 100 ppm. Il n'y a donc pas de dilution dans l'aquifère 1.

Tableau 5.15 : Résultats des simulations pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 15.1$  m.

Palier	<i>Débits (vérification du principe de conservation)</i>			<i>Relevés physiques</i>				<i>Relevés chimiques / calcul <math>q_r</math> (Éq. 4.3)</i>	
	$Q_w$ (L/min)	$q_r$ SEEP/W (L/min)	$q_b$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{20}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_r$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.63	25.37	9.42	9.57	1.62	5.684	20.47	6.55
2	48	7.03	40.97	9.06	9.23	1.89	6.041	14.54	6.98
3	64	7.43	56.57	8.70	8.90	2.17	6.397	11.56	7.40
4	96	8.24	87.77	7.99	8.22	2.81	7.110	8.57	8.22
5	128	9.05	118.96	7.28	7.55	3.57	7.823	7.06	9.04

La figure 5.46 montre que la valeur  $k_2A/L$  est identique à celle obtenue en 5.5.2. Les mêmes conclusions s'appliquent donc ici.

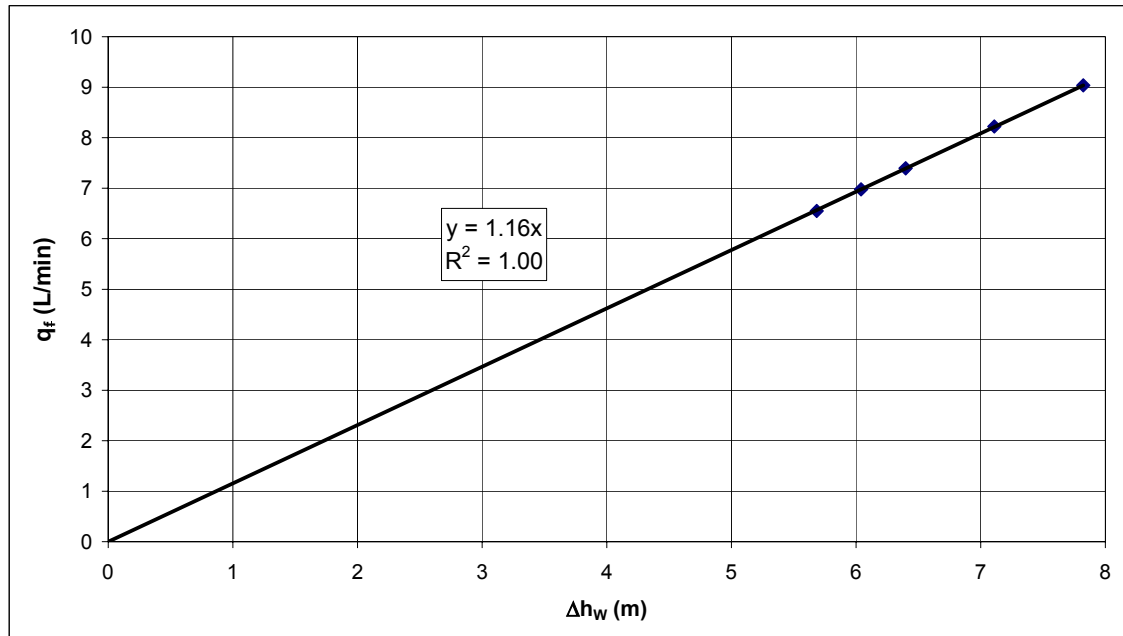


Figure 5.46 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  pour une injection de traceur dans le piézomètre à la charge hydraulique  $h_{wh} = 15.1$  m.

#### 5.5.4 Conclusion

Il a été montré à partir des simulations numériques des deux exemples étudiés que la méthode est valide dans le cas de l'injection d'un traceur dans le piézomètre avec une surcharge hydraulique par rapport au niveau statique de l'aquifère 1. Ainsi, les résultats de la méthode appliquée aux résultats numériques obtenus sont conformes aux données des problèmes étudiés.

## **5.6 Cas où l'aquitard n'est pas complètement imperméable**

Dans cette partie est envisagé le cas où l'aquifère 3 est à nappe semi captive, ce qui implique que l'aquitard n'est plus considéré complètement imperméable. Ainsi, outre l'écoulement de fuite à travers le défaut de scellement existera un autre écoulement vertical entre les deux aquifères prenant place à travers l'aquitard. Ainsi, les hypothèses de l'équation de dilution (Équation 5.3) ne sont plus vérifiées, ce qui en théorie remet en cause l'applicabilité la méthode des pompages par paliers successifs dans ce cas de figure. Cependant, il est intéressant de rechercher numériquement à partir de quelles caractéristiques des propriétés de l'aquitard, l'écoulement de celui-ci ne devient plus négligeable par rapport à l'écoulement de fuite, remettant ainsi en cause l'applicabilité de la méthode des pompages par paliers successifs.

### **5.6.1 Présentation**

Par rapport au modèle numérique précédent est ajouté entre les deux aquifères l'aquitard représenté par un autre maillage. La figure 5.47 montre la nouvelle situation étudiée. Le nouveau problème défini comprenant l'aquitard comporte ainsi 13214 nœuds et 13077 éléments.



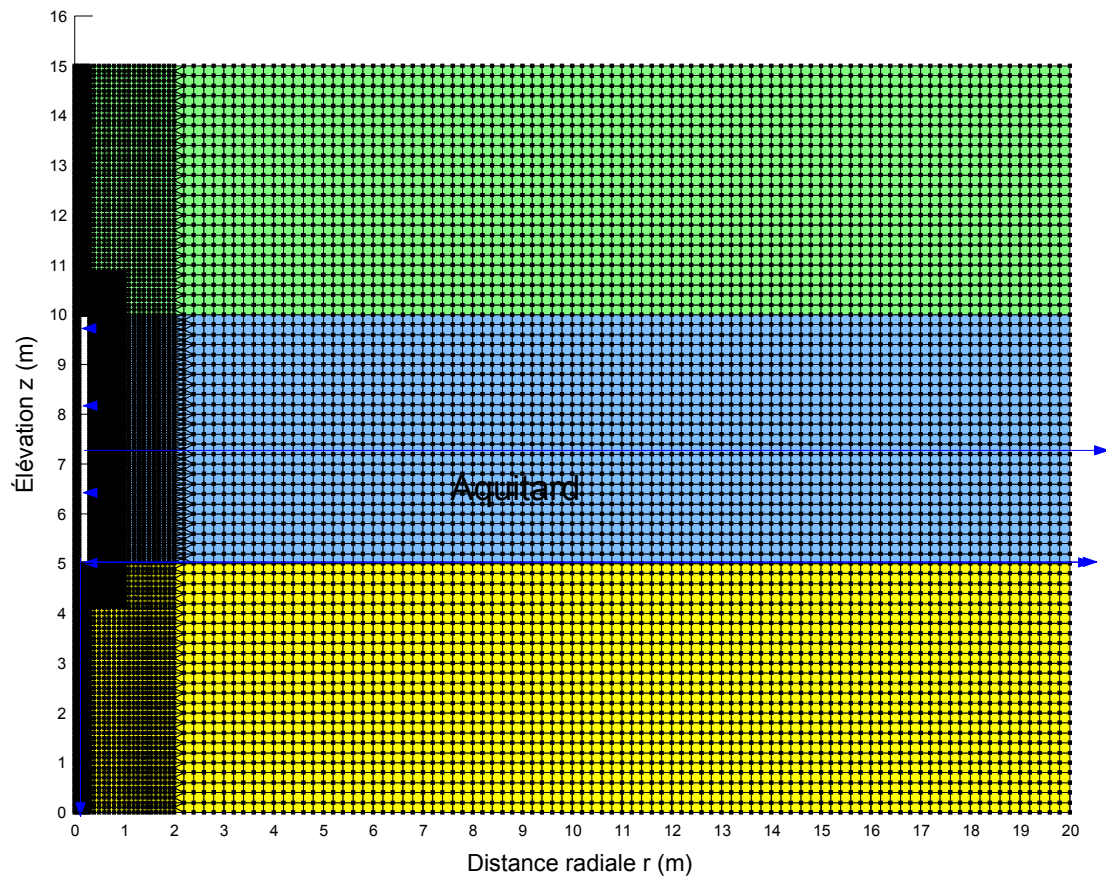


Figure 5.47 : Présentation du maillage du problème étudié avec SEEP/W et CTRAN/W dans le cas de la présence d'un aquitard perméable.

La teneur en eau de l'aquitard est fixée à 0.25, et la conductivité hydraulique de celui-ci sera variable selon les cas étudiés. En effet, il sera intéressant notamment de quantifier à partir de quel contraste de conductivité hydraulique entre le défaut de scellement et l'aquitard, l'écoulement à travers l'aquitard ne devient plus négligeable par rapport à l'écoulement de fuite. Quatre cas seront ainsi étudiés :  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-7}$  m/s,  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-6}$  m/s,  $k_{\text{aquitard}} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s, et  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-5}$  m/s. Pour le reste des éléments du problème étudié, les configurations et les propriétés des matériaux restent identiques à celles établies à la partie 5.3. Notamment, la conductivité hydraulique du défaut de scellement reste fixée à  $k_2 = 10^{-3}$  m/s.

D'autre part, pour chaque cas de conductivité hydraulique de l'aquitard seront étudiées chacune des deux modalités de pénétration du traceur dans le défaut de scellement, à savoir le cas sans injection de traceur (présence naturelle du traceur dans l'aquifère 1), et avec injection du traceur dans le piézomètre avec une surcharge hydraulique de 0.1 m ( $h_{wh} = 15.1$  m)

Concernant les conditions aux frontières pour le cas sans injection de traceur et le cas avec injection de traceur, celles-ci sont respectivement les mêmes que celles décrites à la partie 5.3 et celles décrites à la partie 5.5.3.

### **5.6.2 Conductivité hydraulique de l'aquitard à $10^{-7}$ m/s**

Dans le cas étudié ici, l'aquitard est 10000 fois moins perméable que le défaut de scellement.

#### **➤ Cas sans injection de traceur**

La figure 5.48 montre un résultat donné pour SEEP/W permettant de visualiser les lignes équipotentiels de charge hydraulique. Ces lignes dans l'aquitard sont pratiquement horizontales et montrent l'écoulement vertical qui a lieu de l'aquifère 1 vers l'aquifère 3 à travers l'aquitard. La situation présente donc maintenant deux écoulements verticaux : l'écoulement de fuite à travers le défaut de scellement et l'écoulement à travers l'aquitard. Il est observé une légère remontée et un resserrement de ces lignes au voisinage du défaut de scellement. En effet, étant donné que la conductivité hydraulique du défaut de scellement est supérieure à celle de l'aquitard, les pertes de charge hydraulique y sont moins importantes d'une part, et d'autre part, la vitesse d'écoulement est plus élevée.

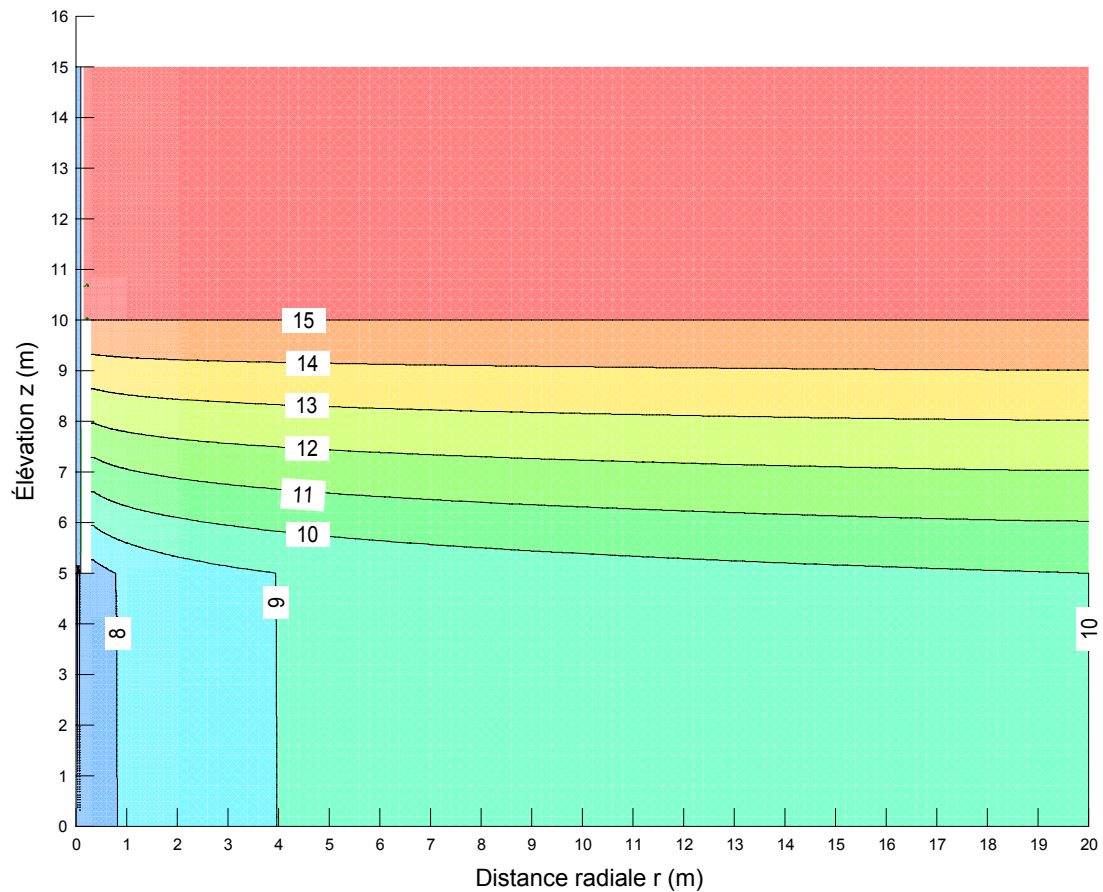


Figure 5.48 : Visualisation des lignes équipotielles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-7}$  m/s.

Les eaux recueillies en sortie de pompage proviennent maintenant de trois sources : les eaux de l'écoulement de fuite à travers le défaut de scellement, les eaux de la recharge de l'aquifère 3, et en plus, les eaux de l'aquifère 1 par percolation verticale à travers l'aquitard puis circulation dans l'aquifère 3.

Les figures 5.49 et 5.50, et le tableau 5.16 montrent les résultats obtenus.

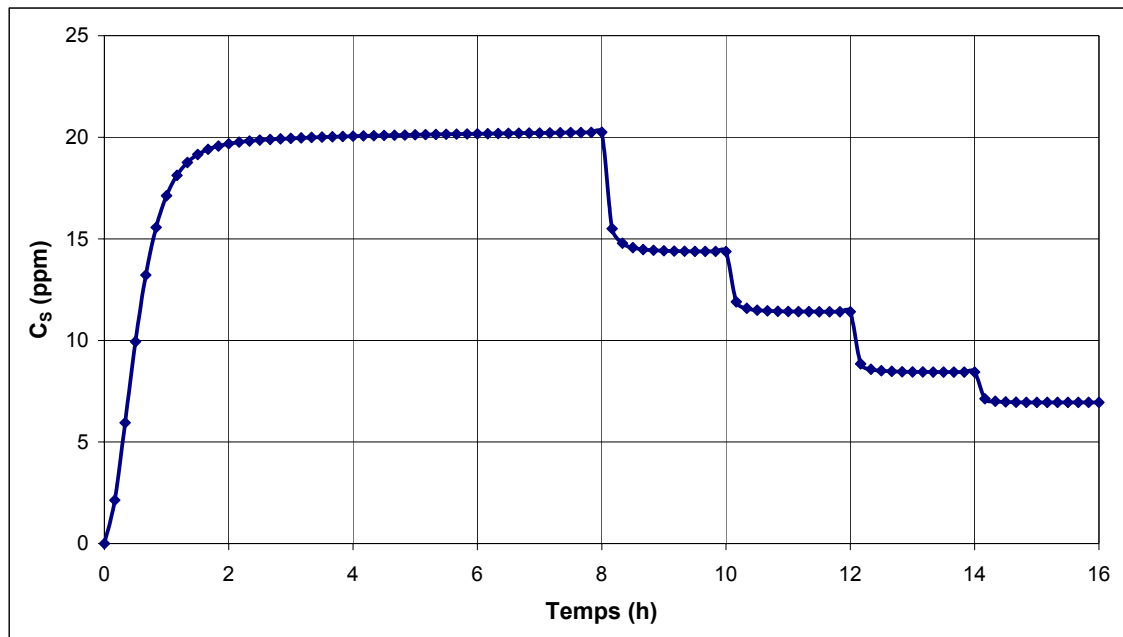


Figure 5.49 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitarde}} = 10^{-7}$  m/s.

La figure 5.49 montre que les résultats obtenus pour les concentrations relevées en sortie de pompage sont très proches de ceux obtenus à la partie 5.3 (Figure 5.7). Bien que l'écoulement à travers l'aquitard ne soit pas négligeable, la vitesse d'écoulement à travers celui-ci est néanmoins très faible (faible perméabilité de l'aquitard), et l'eau marquée s'écoulant à travers le défaut de scellement arrive beaucoup plus vite à la pompe que l'eau marquée provenant de l'aquifère 1 via l'aquitard. Il est vraisemblable qu'une augmentation de la concentration  $C_s$  aurait été observée lors du premier palier de pompage si celui-ci avait été plus long. Cette augmentation aurait été due à l'arrivée du traceur en provenance de l'aquifère 1 via l'aquitard. Ce phénomène sera montré par la suite à la partie 5.6.5. Ainsi, le régime permanent obtenu après 3 heures lors du premier palier de pompage correspond à l'atteinte du régime permanent pour l'écoulement du traceur à travers le défaut de scellement uniquement (concentration constante et uniforme dans le défaut de scellement), mais non à l'atteinte du régime permanent pour

l'ensemble du système (concentration non encore constante et uniforme à travers tout l'aquitard).

Tableau 5.16 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-7}$  m/s.

Palier			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.60	9.44	9.59	1.62	5.564	20.25	6.48
2	48	7.02	9.08	9.25	1.88	5.920	14.38	6.90
3	64	7.43	8.72	8.92	2.17	6.276	11.41	7.30
4	96	8.26	8.01	8.24	2.81	6.988	8.44	8.10
5	128	9.08	7.30	7.57	3.57	7.699	6.95	8.90

Dans le tableau 5.16 n'est plus représenté le calcul du débit  $q_b$  par SEEP/W dans l'aquifère 3. En effet, ce débit varie maintenant avec la distance dans cet aquifère étant donné que s'effectue une recharge par l'aquitard. Plus on se rapproche du puits, et plus le débit augmente dans l'aquifère 3. Les résultats du tableau 5.17 montrent que les valeurs obtenues pour les différents paramètres relevés sont très proches comparés à ceux obtenus à la partie 5.3 (Tableau 5.1). Par ailleurs, le tableau 5.17 montre que les débits de fuite calculés par SEEP/W et ceux calculés par l'équation de dilution avec CTRAN/W ont des valeurs très proches. Ainsi, dans le cas étudié ici, l'aquitard est si peu perméable que l'écoulement, très faible et très lent à travers celui-ci, influence peu les résultats. La figure 5.50 confirme également que l'applicabilité de la méthode reste bonne puisqu'il existe seulement un écart de 5.7 % entre la valeur de  $k_2A/L$  déterminée par la méthode ( $k_2A/L = 1.16$  L/min) et la valeur réelle de  $k_2A/L$  ( $k_2A/L = 1.23$  L/min).

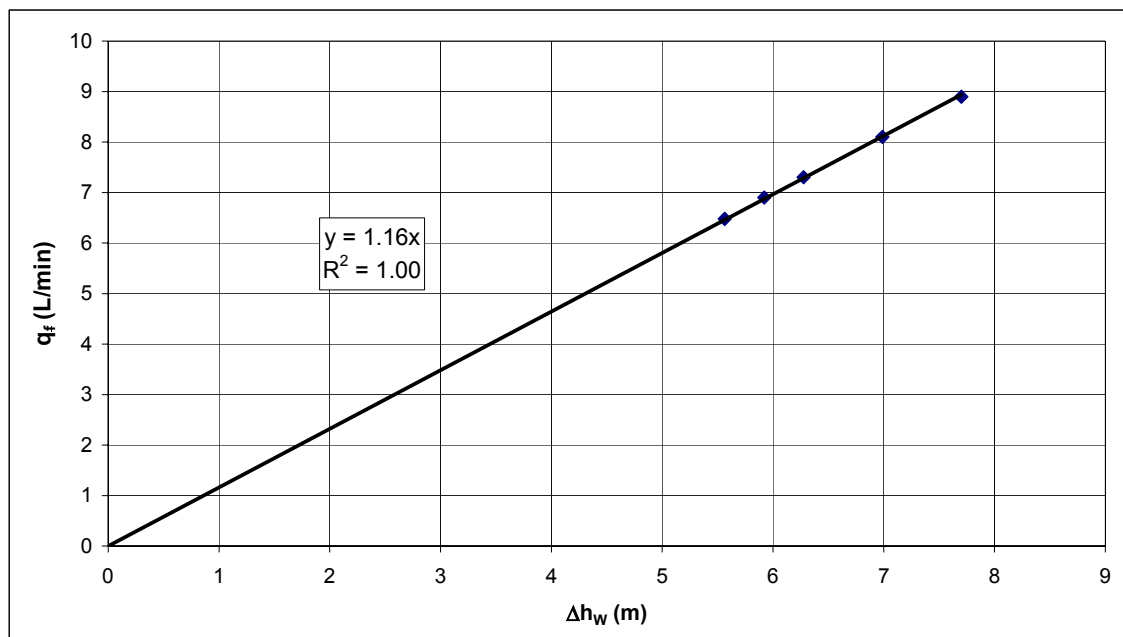


Figure 5.50 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-7}$  m/s.

➤ **Cas avec injection de traceur**

Dans ce cas, les mêmes remarques s'appliquent que pour le cas sans injection de traceur précédemment étudié. Les figures 5.51 à 5.53, ainsi que le tableau 5.17 présentent les résultats obtenus.

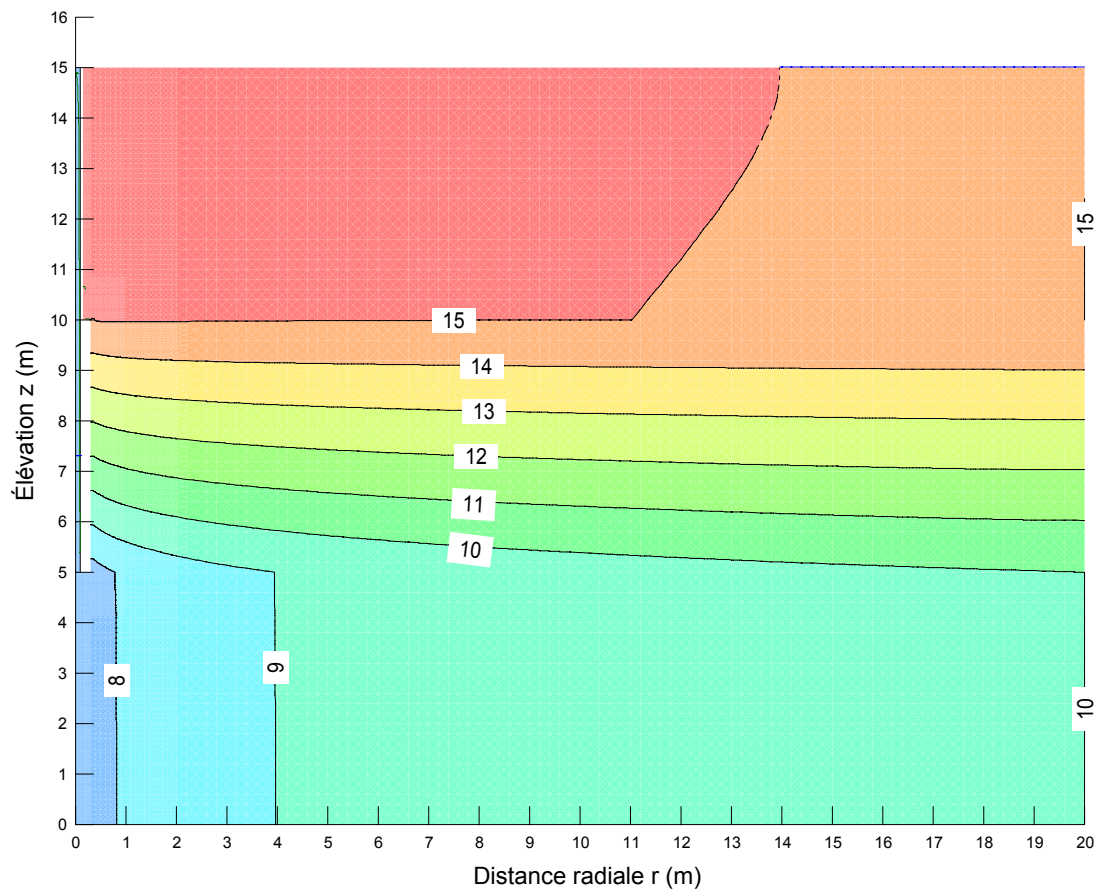


Figure 5.51 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_W = 128$  L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-7}$  m/s.

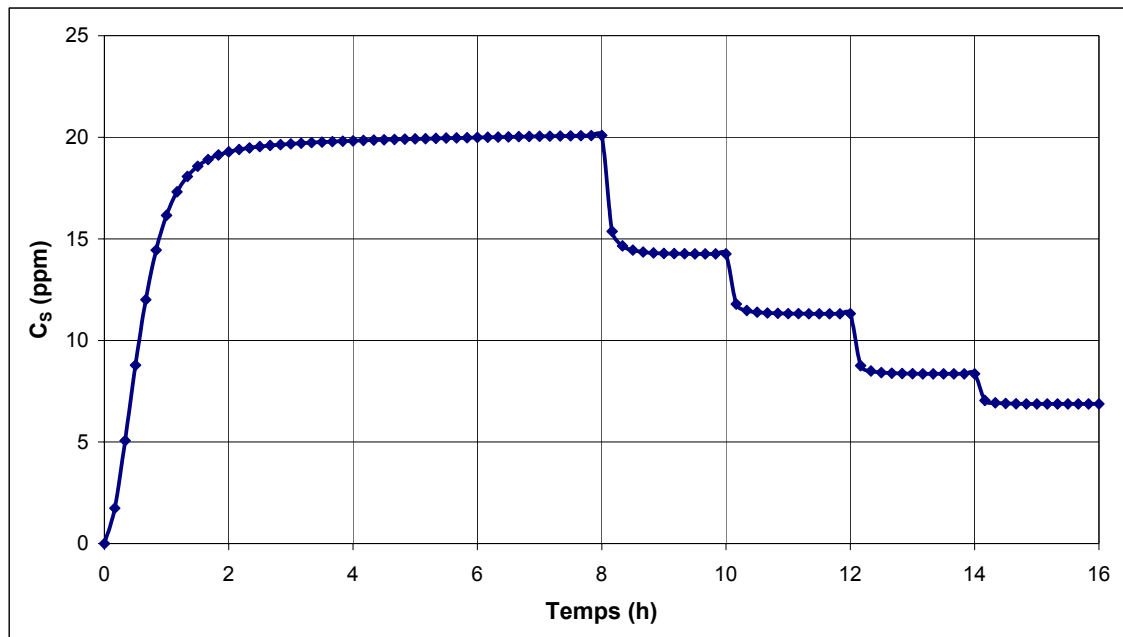


Figure 5.52 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-7}$  m/s.

Tableau 5.17 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-7}$  m/s.

Palier	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
			$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.48	9.44	9.59	1.62	5.664	20.09	6.43
2	48	6.87	9.08	9.25	1.88	6.020	14.26	6.84
3	64	7.26	8.72	8.92	2.17	6.376	11.32	7.24
4	96	8.05	8.01	8.24	2.81	7.088	8.36	8.02
5	128	8.83	7.30	7.57	3.56	7.800	6.88	8.80

Il est constaté que les résultats obtenus sont pratiquement inchangés par rapport au cas étudié précédemment sans injection de traceur.



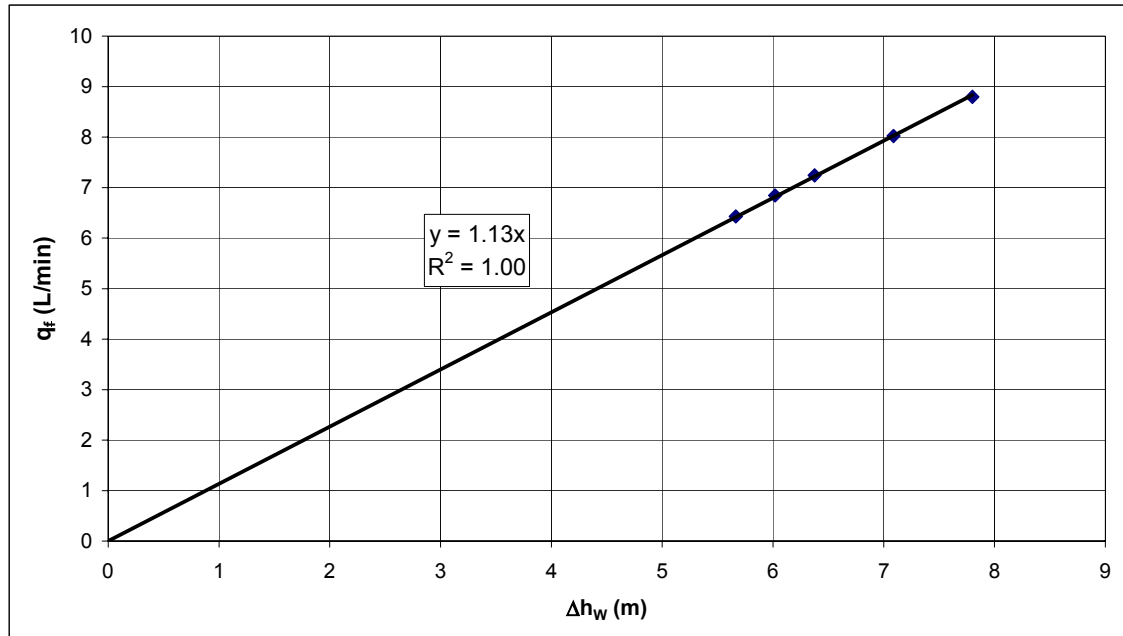


Figure 5.53 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-7}$  m/s.

La valeur de  $k_2A/L$  ( $k_2A/L = 1.13$  L/min) présente ici un écart un peu plus élevé (8.1 %) par rapport à la valeur réelle que le cas sans injection de traceur. Ceci pourrait être dû à la surcharge d'injection qui engendre un écoulement à travers l'aquitard à proximité du défaut de scellement légèrement plus important.

En conclusion de la partie 5.6.2, il peut être affirmé qu'avec une conductivité hydraulique de  $10^{-7}$  m/s de l'aquitard, soit un défaut de scellement 10000 fois plus perméable, les résultats obtenus sont pratiquement inchangés par rapport aux cas étudiés où l'aquitard était considéré parfaitement imperméable. Ainsi, la méthode des pompes par paliers successifs reste valide.

### 5.6.3 Conductivité hydraulique de l'aquitard : $10^{-6}$ m/s

Dans le cas étudié ici, l'aquitard est 1000 fois moins perméable que le défaut de scellement.

De la même façon qu'à la partie 5.6.2 précédente sont considérés les cas avec ou sans injection de traceur. Les résultats sans injection de traceur sont donnés sur les figures 5.54 à 5.56 ainsi que dans le tableau 5.18. Ceux avec injection de traceur sont donnés sur les figures 5.57 à 5.59 ainsi que dans le tableau 5.19.

#### ➤ Cas sans injection de traceur

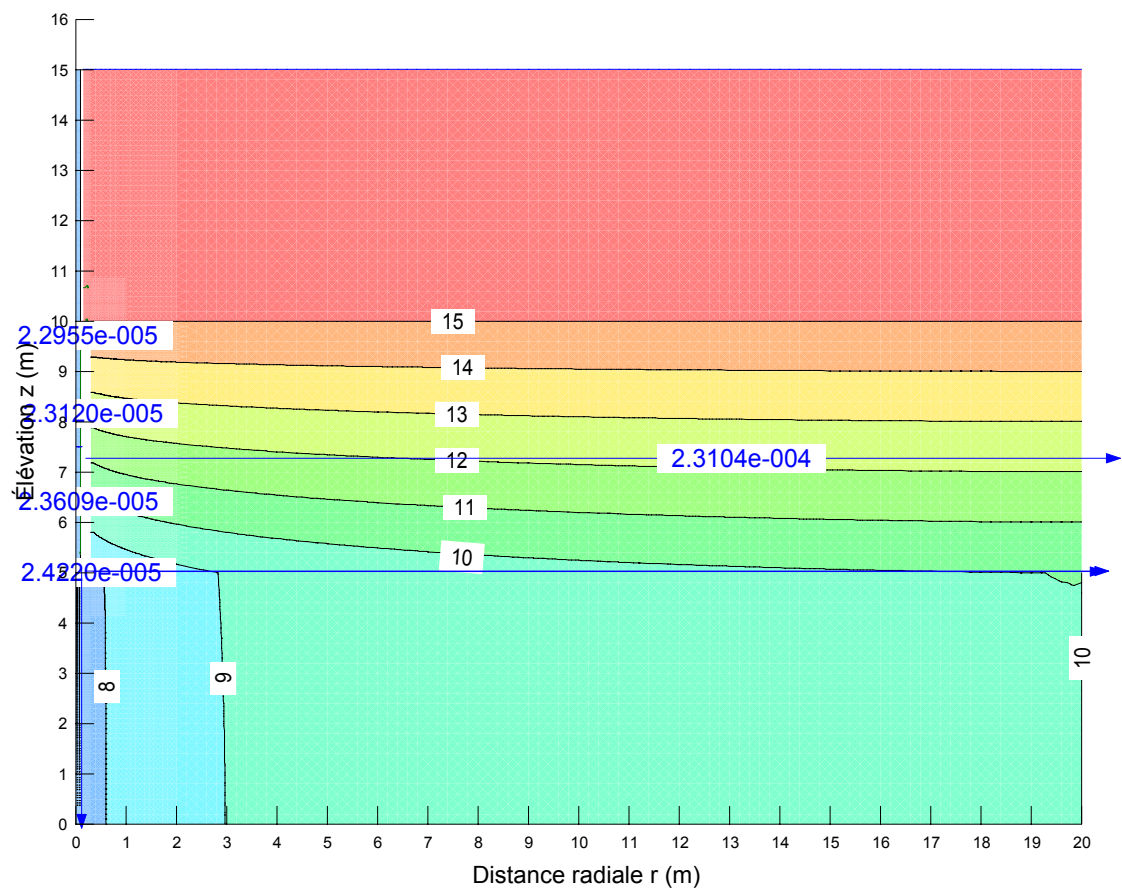


Figure 5.54 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-6}$  m/s.

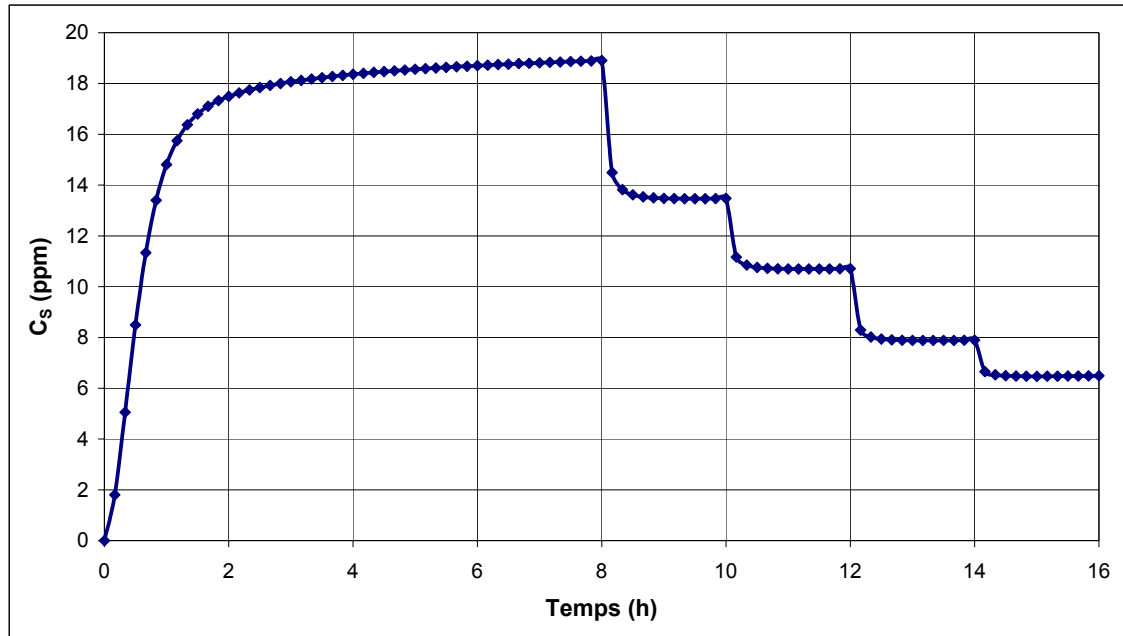


Figure 5.55 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-6}$  m/s.

Tableau 5.18 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-6}$  m/s.

Palier			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.42	9.61	9.76	1.56	5.391	18.91	6.05
2	48	6.86	9.26	9.43	1.83	5.743	13.47	6.47
3	64	7.31	8.91	9.10	2.12	6.095	10.70	6.85
4	96	8.19	8.20	8.43	2.76	6.799	7.89	7.57
5	128	9.07	7.50	7.77	3.51	7.503	6.49	8.31

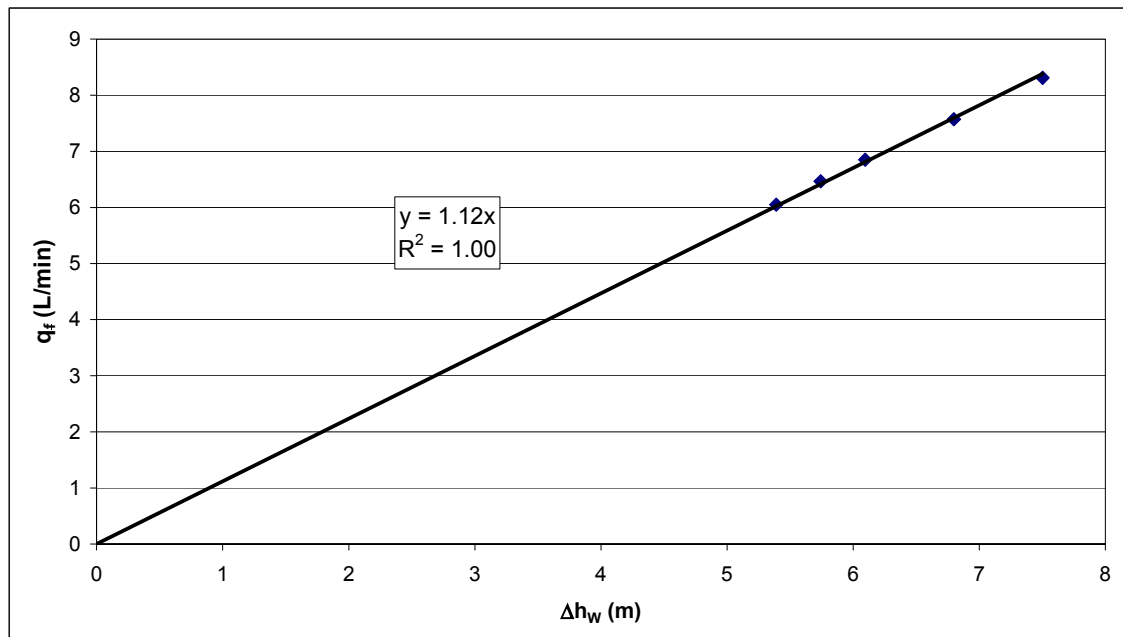


Figure 5.56 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas sans injection de traceur avec

$k_{\text{aquitard}} = 10^{-6}$  m/s.

➤ Cas avec injection de traceur

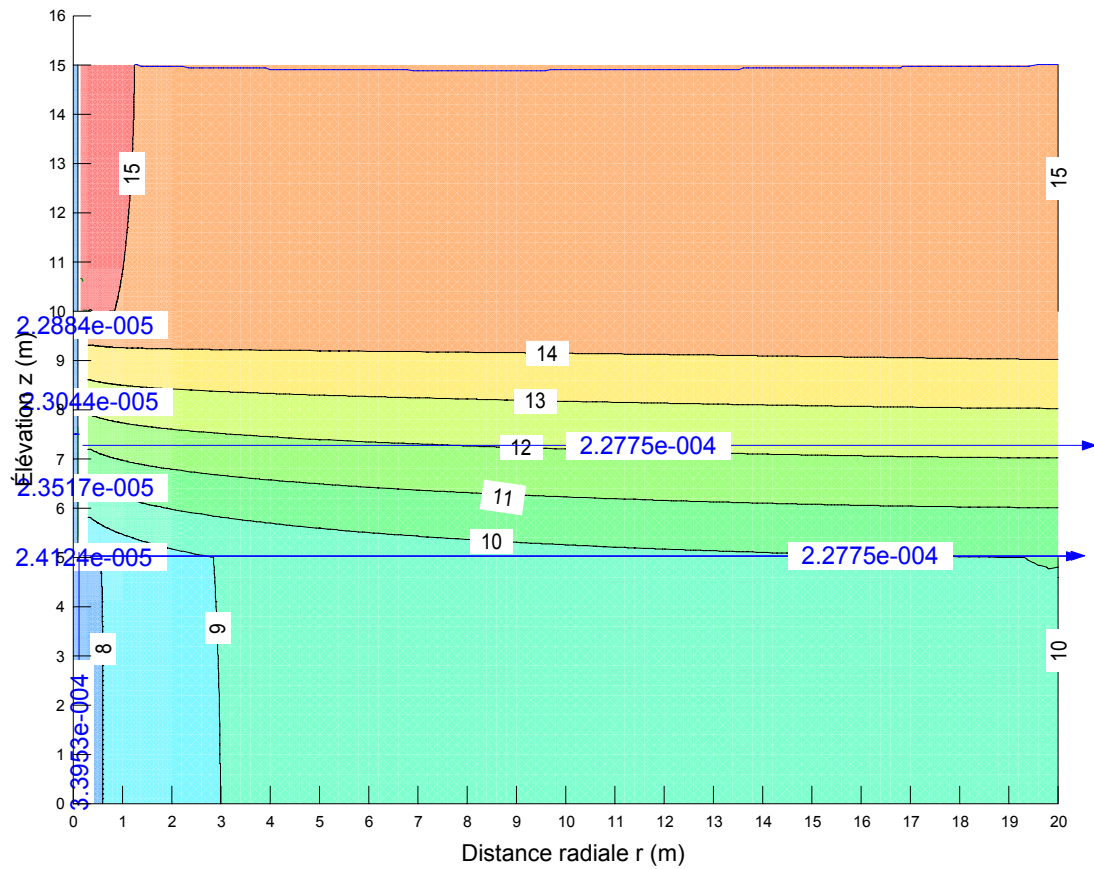


Figure 5.57 : Visualisation des lignes équipotentiels avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.

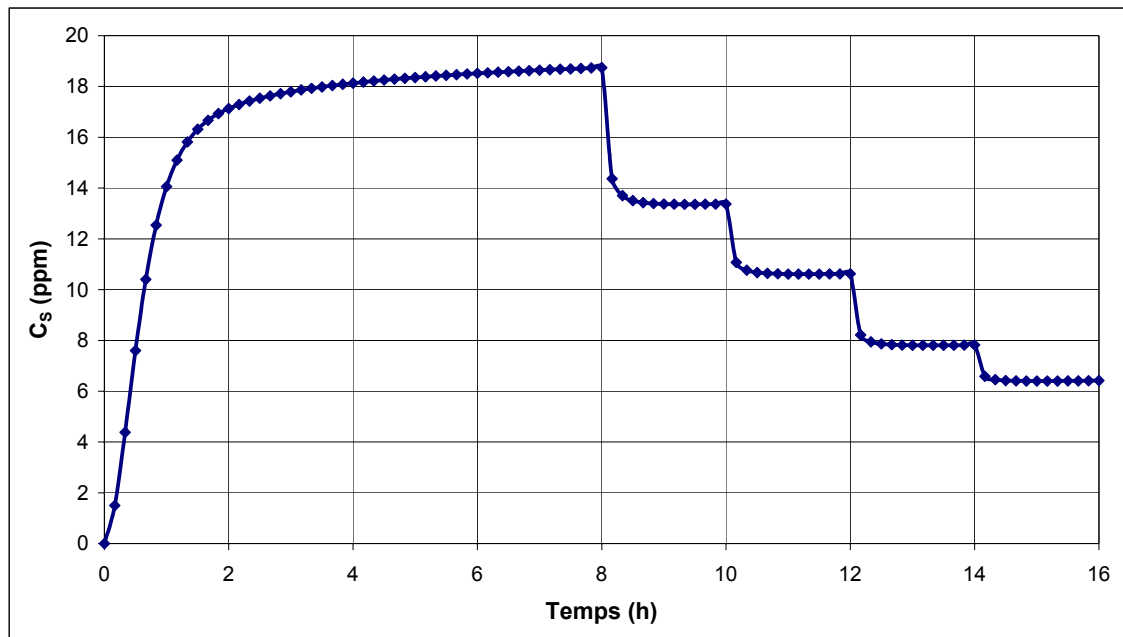


Figure 5.58 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.

Tableau 5.19 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.

Palier	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
			$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	6.43	9.61	9.76	1.56	5.494	18.74	6.00
2	48	6.88	9.25	9.43	1.83	5.846	13.37	6.42
3	64	7.32	8.90	9.09	2.11	6.199	10.62	6.80
4	96	8.21	8.20	8.43	2.75	6.903	7.81	7.50
5	128	9.10	7.49	7.76	3.50	7.608	6.42	8.22

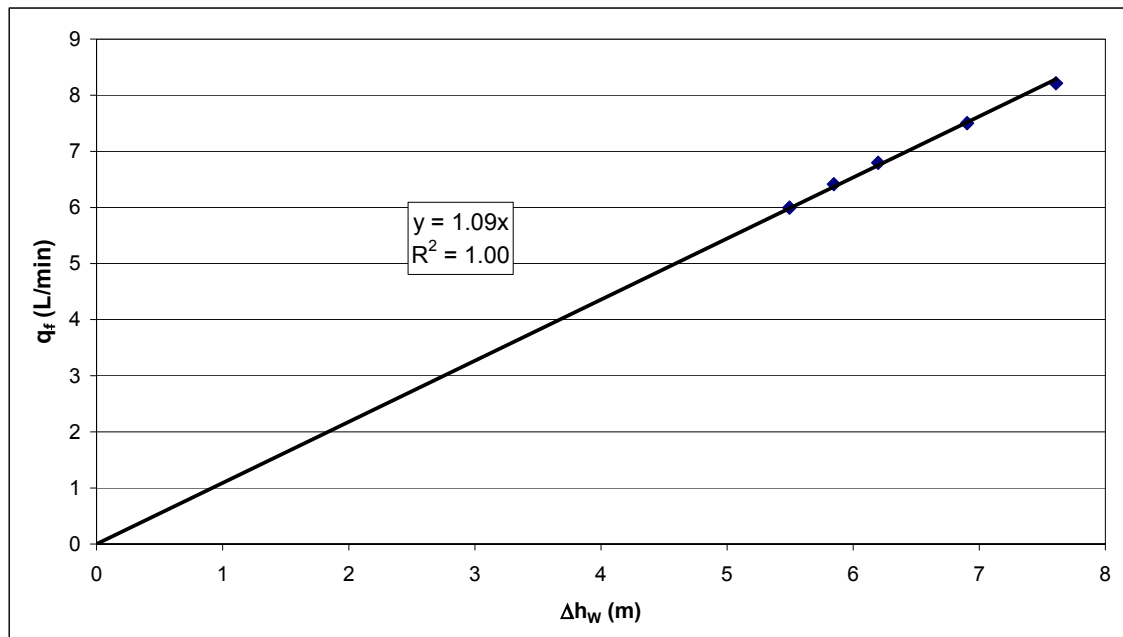


Figure 5.59 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-6}$  m/s.

### ➤ Conclusion

Les mêmes remarques s'appliquent ici que celles exprimées à la partie 5.6.2. Cependant, les figures 5.55 et 5.58 montrent que le régime permanent pour le premier palier de pompage est moins bien établi, montrant ainsi un écoulement cette fois ci plus élevé à travers l'aquitard (conductivité hydraulique 10 fois plus élevée).

Ceci amène à des écarts de la valeur de  $k_2A/L$  un peu plus élevés par rapport à la valeur réelle, respectivement de 9 % et 11.4 % pour les cas sans injection et avec injection de traceur. Malgré ces écarts plus élevés, il peut être considéré que la méthode des pompages par paliers successifs peut être raisonnablement appliquée.

### 5.6.4 Conductivité hydraulique de l'aquitard : $6.67 \times 10^{-6}$ m/s

Dans le cas étudié ici, l'aquitard est 150 fois moins perméable que le défaut de scellement.

Les résultats sans injection de traceur sont donnés sur les figures 5.60 à 5.62 ainsi que dans le tableau 5.20. Ceux avec injection de traceur sont donnés sur les figures 5.63 à 5.65 ainsi que dans le tableau 5.21.

➤ **Cas sans injection de traceur**

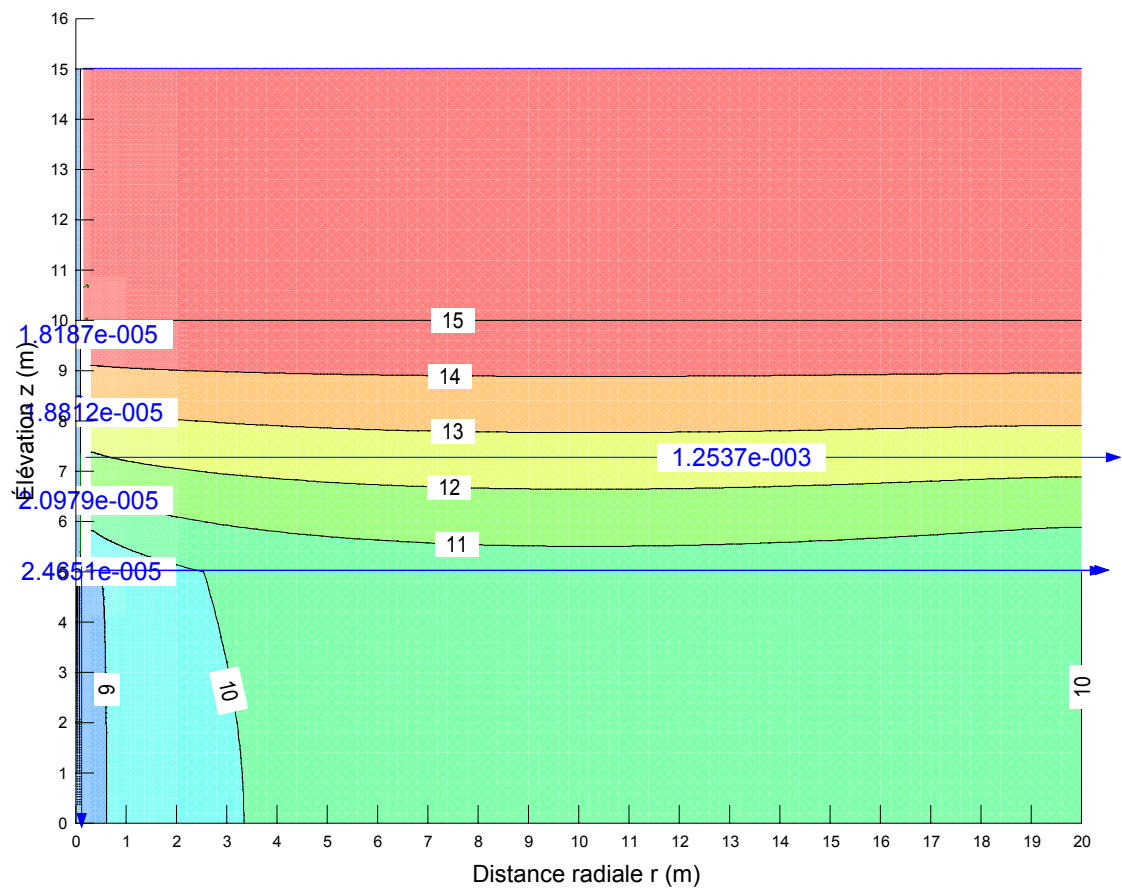


Figure 5.60 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.



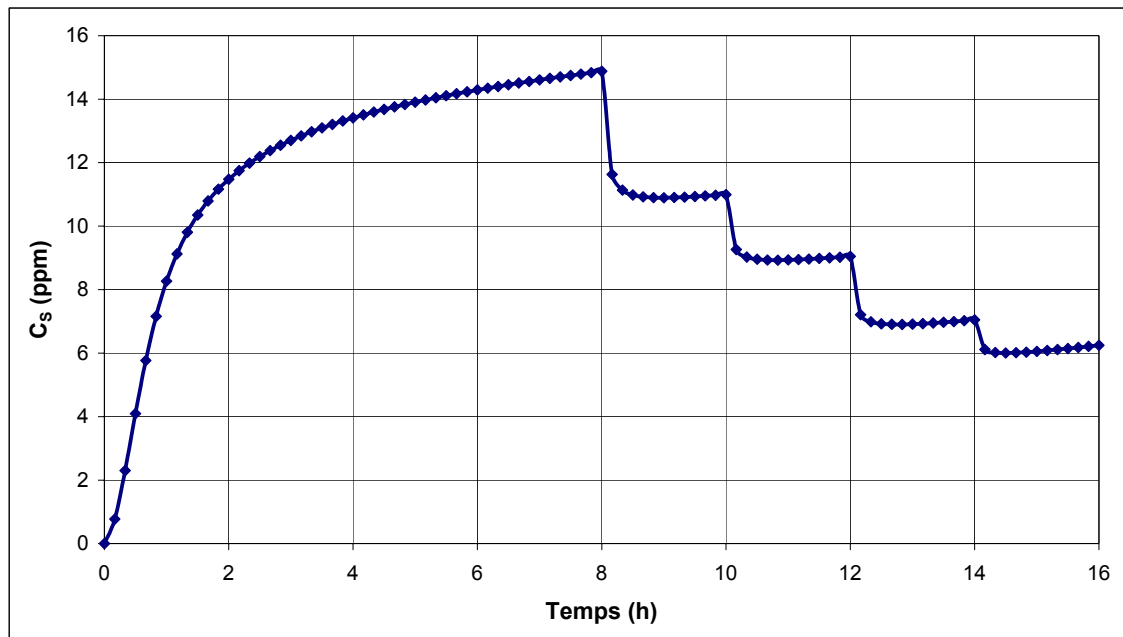


Figure 5.61 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

Tableau 5.20 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

Palier			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	5.47	10.50	10.64	1.33	4.503	14.88	4.76
2	48	6.05	10.16	10.33	1.61	4.836	10.97	5.27
3	64	6.63	9.83	10.02	1.89	5.169	9.02	5.78
4	96	7.79	9.17	9.40	2.52	5.834	7.02	6.74
5	128	8.96	8.50	8.79	3.25	6.500	6.25	8.00

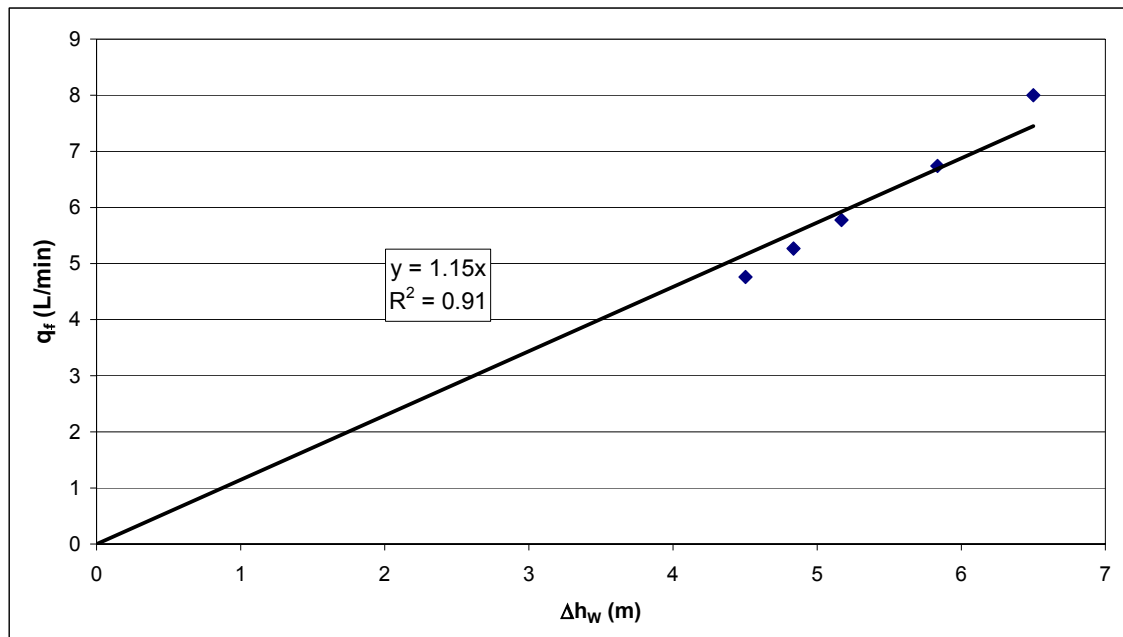


Figure 5.62 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas sans injection de traceur avec

$k_{\text{aquitard}} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

➤ Cas avec injection de traceur

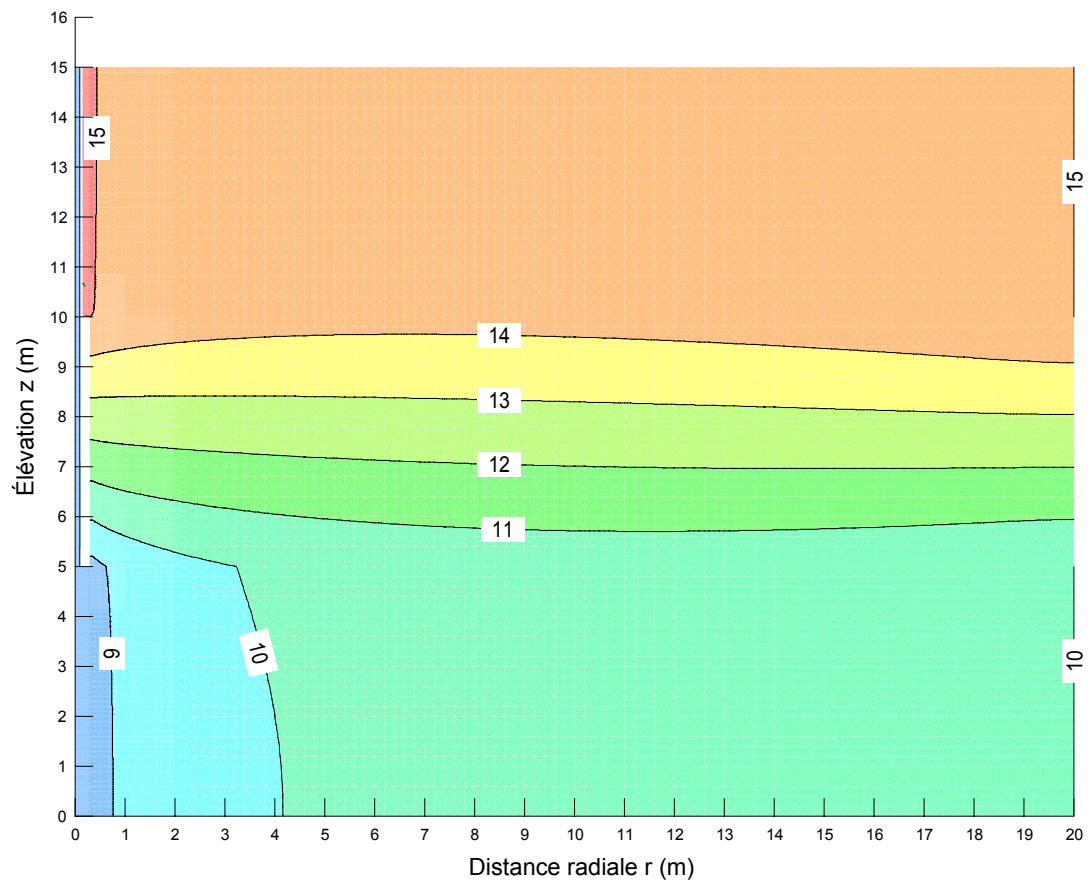


Figure 5.63 : Visualisation des lignes équipotentiellles avec SEEP/W pour le palier de pompage  $Q_w = 128$  L/min dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

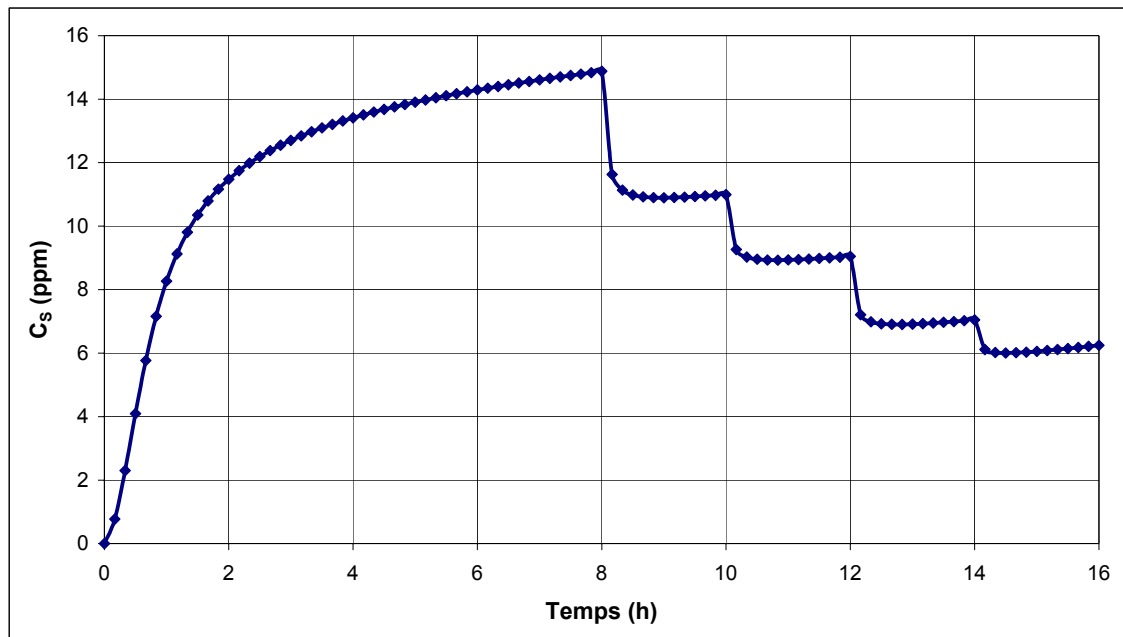


Figure 5.64 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

Tableau 5.21 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{Wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

Palier			Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	5.47	10.50	10.64	1.33	4.503	14.88	4.76
2	48	6.05	10.16	10.33	1.61	4.836	10.97	5.27
3	64	6.63	9.83	10.02	1.89	5.169	9.02	5.78
4	96	7.79	9.17	9.40	2.52	5.834	7.02	6.74
5	128	8.96	8.50	8.79	3.25	6.500	6.25	8.00

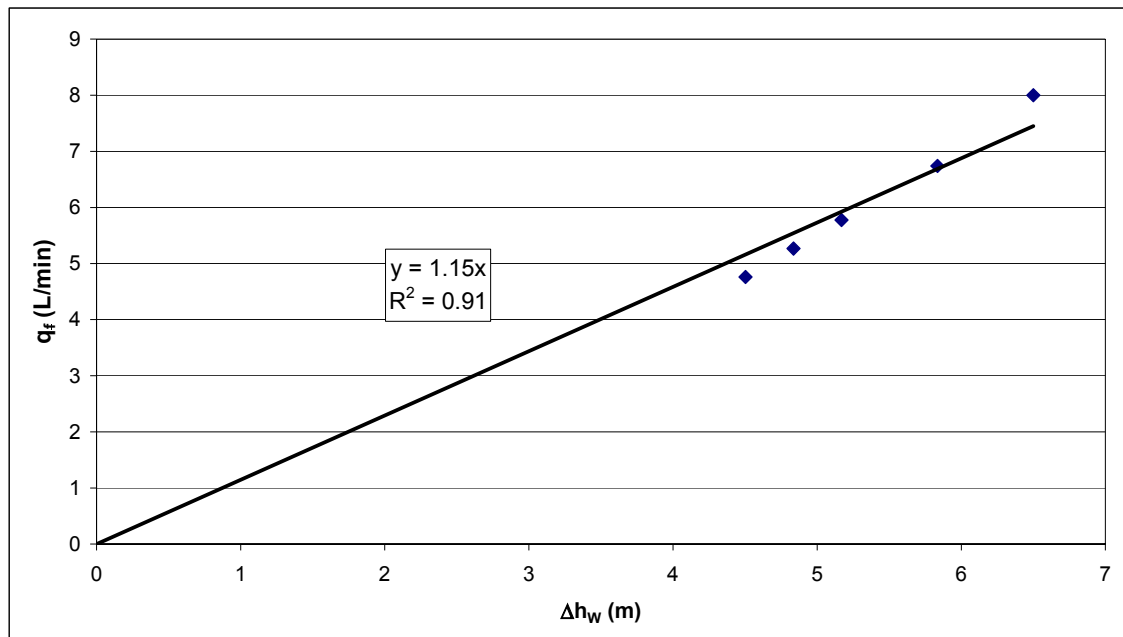


Figure 5.65 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 6.67 \times 10^{-6}$  m/s.

### ➤ Conclusion

Dans le cas où l'aquitard est 150 fois moins perméable que le défaut de scellement, les tableaux 5.20 et 5.21 montrent des différences plus importantes dans le calcul des débits de fuite par SEEP/W d'une part et l'équation de dilution d'autre part, ce qui signifie que l'écoulement à travers l'aquitard prend de l'importance par rapport à l'écoulement de fuite à travers le défaut de scellement. Les figures 5.62 et 5.65 montrent que les régressions linéaires entre  $q_f$  et  $\Delta h_w$  sont moins bonnes, différentes de la valeur 1. Comme le prévoit l'équation 4.16, les figures 5.62 et 5.65, montrent que les valeurs des débits de fuite calculées à partir de l'équation 4.3 sont surestimées. Il est relevé respectivement dans les deux cas avec et sans injection un coefficient d'autodétermination de 0.91. Enfin, dans les deux cas également, la valeur de  $k_2A/L$  déterminée est de 1.15 L/min.m impliquant un écart de 6.5 % par rapport à la valeur réelle. Cet écart est moins important que ceux obtenus en 5.6.4, mais cette constatation ne suggère pas que la méthode s'applique mieux dans le cas présent. En effet, dans les

cas traités en 5.6.4, les coefficients d'autodétermination étaient égaux à 1, ce qui suggérait une bonne adéquation avec la théorie (Équation 4.5).

### 5.6.5 Conductivité hydraulique de l'aquitard : $10^{-5}$ m/s

Dans le cas étudié ici, l'aquitard est 100 fois moins perméable que le défaut de scellement.

#### a) Observations préliminaires

Dans le cas d'une conductivité hydraulique de l'aquitard de  $10^{-5}$  m/s, les figures 5.66 et 5.67 montrent que même avec un premier palier de pompage de 70 heures (au lieu de 8 heures lors des cas étudiés précédemment), le régime permanent n'est pas atteint.

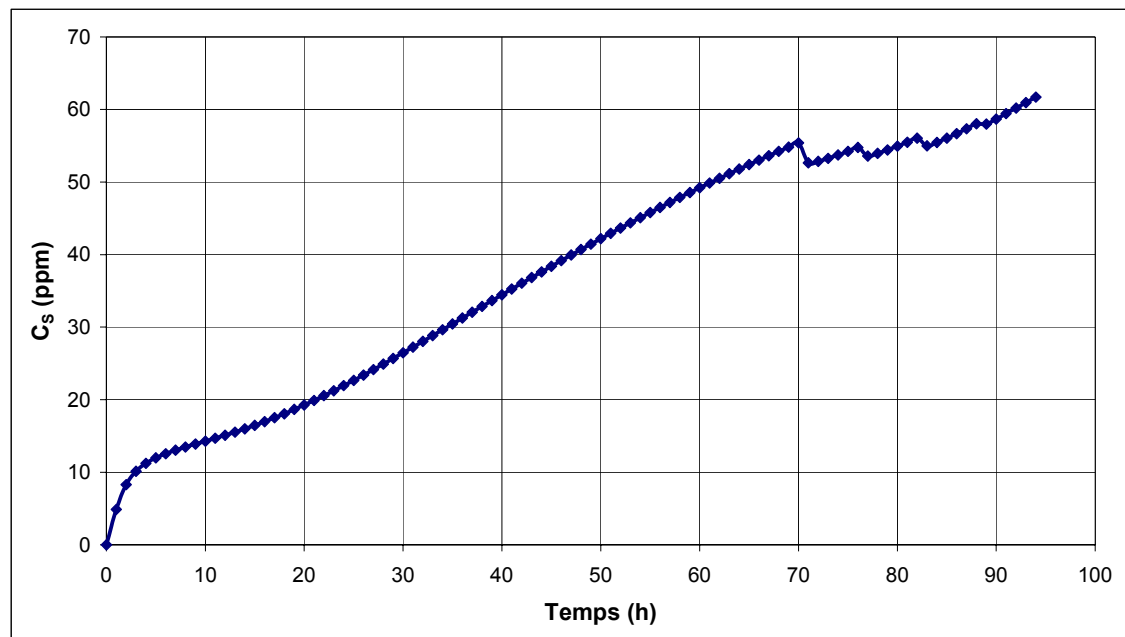


Figure 5.66 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-5}$  m/s avec un premier palier de pompage de 70 heures.

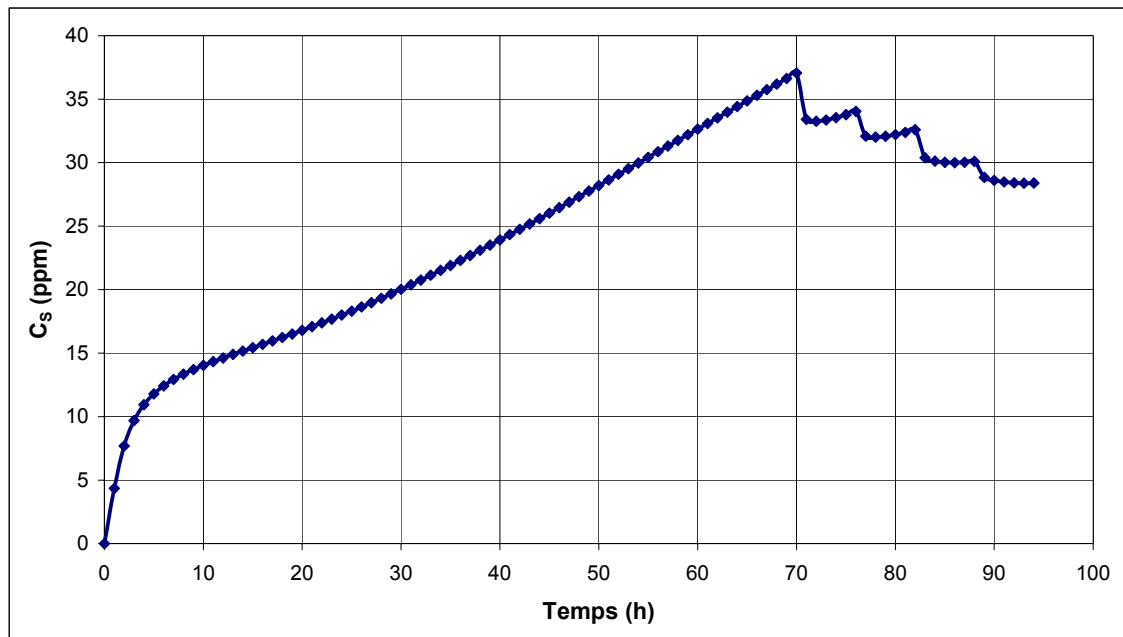


Figure 5.67 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-5}$  m/s avec un premier palier de pompage de 70 heures.

En conformité avec les remarques effectuées en 5.6.4, il peut être remarqué ici que l'aquitard est suffisamment perméable pour qu'un écoulement plus important et plus rapide prenne place à travers celui-ci. Lors de la phase transitoire, l'aquitard vient alimenter l'aquifère 3 avec les eaux marquées de l'aquifère 1. Dans le cas sans injection (Figure 5.66), toutes les eaux en provenance de l'aquifère 1 sont marquées, alors que dans le cas avec injection, seules les eaux en provenance du piézomètre sont marquées. Dans ce dernier cas, l'apport en traceur vers l'aquifère 3 via l'aquitard est donc plus limité, ce qui explique que pour un temps donné, la concentration recueillie en sortie de pompage est plus importante dans le cas sans injection que dans le cas avec injection de traceur. La phase transitoire peut être très longue car l'écoulement à travers l'aquitard reste plus lent que celui à travers le défaut de scellement. Ainsi, dans ce cas, la méthode des pompages par paliers successifs ne peut plus en théorie être appliquée. Il est cependant intéressant de remarquer que l'ébauche d'une stabilisation de  $C_s$  est

perceptible lors du premier palier de pompage après environ 5 heures dans les deux cas. Ceci témoigne du décalage qui existe entre l'écoulement à travers l'aquitard et celui à travers le défaut de scellement plus perméable. Ainsi, lors des 5 premières heures, ce sont les eaux en provenance du défaut de scellement qui sont récupérées par le pompage car sa conductivité hydraulique est plus élevée que celle de l'aquitard. Après cette phase, ce sont les eaux en provenance non seulement du défaut de scellement, mais aussi de l'aquitard qui sont recueillies par le pompage, d'où une augmentation plus importante de la concentration  $C_S$ . Il pourrait ainsi être suggéré un changement de palier de pompage après cette première phase avant une récupération des eaux en provenance de l'aquitard. La partie b) qui suit traite ce cas où comme réalisé lors des études précédentes, le premier palier de pompage est effectué sur une durée de 8 heures. Les cas sans injection et avec injection de traceur sont comparés.

#### **b) Résultats**

Les résultats sans injection de traceur sont donnés sur les figures 5.68 à 5.69 ainsi que dans le tableau 5.22. Ceux avec injection de traceur sont donnés sur les figures 5.70 à 5.71 ainsi que dans le tableau 5.23.



➤ Cas sans injection de traceur

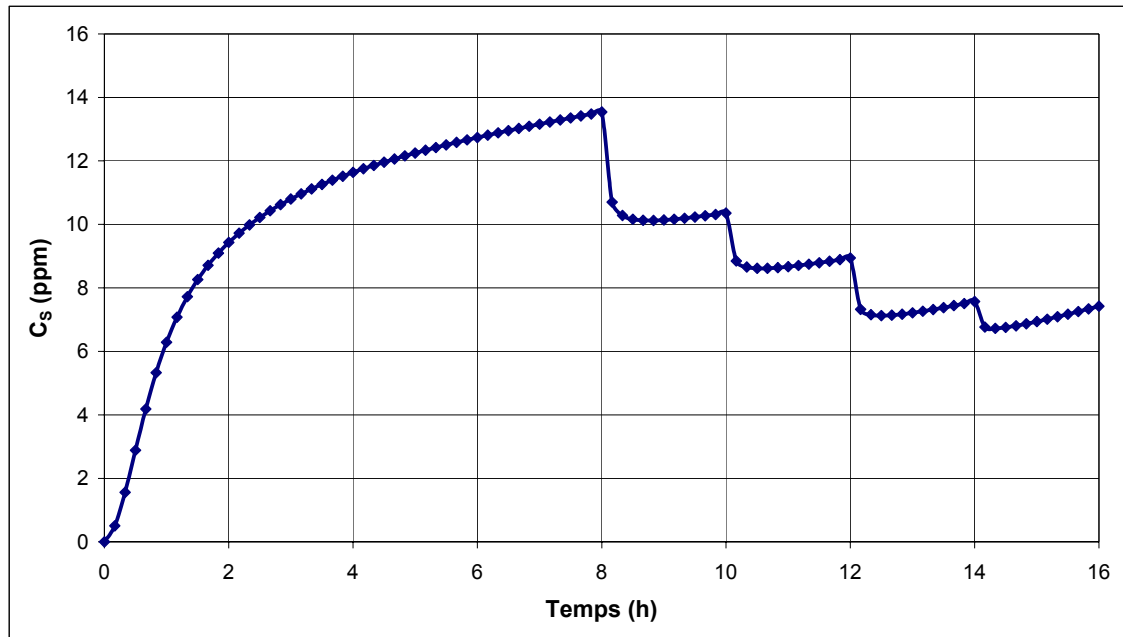


Figure 5.68 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-5}$  m/s.

Tableau 5.22 : Résultats des simulations dans le cas sans injection de traceur avec  $k_{\text{aquitard}} = 10^{-5}$  m/s.

Palier	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
			$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	5.05	10.89	11.03	1.26	4.107	13.54	4.33
2	48	5.56	10.57	10.73	1.53	4.430	10.31	4.95
3	64	6.07	10.25	10.44	1.81	4.754	8.89	5.69
4	96	7.08	9.60	9.84	2.44	5.402	7.51	7.21
5	128	8.09	8.95	9.24	3.15	6.050	7.42	9.50

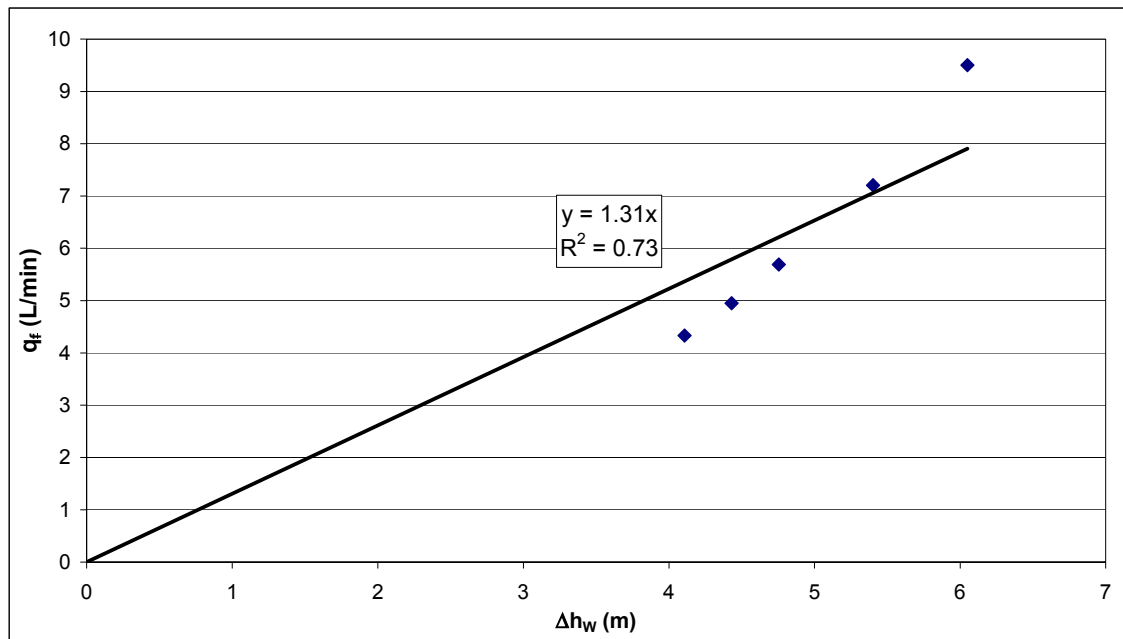


Figure 5.69 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas sans injection de traceur avec

$k_{\text{aquitard}} = 10^{-5}$  m/s.

➤ Cas avec injection de traceur

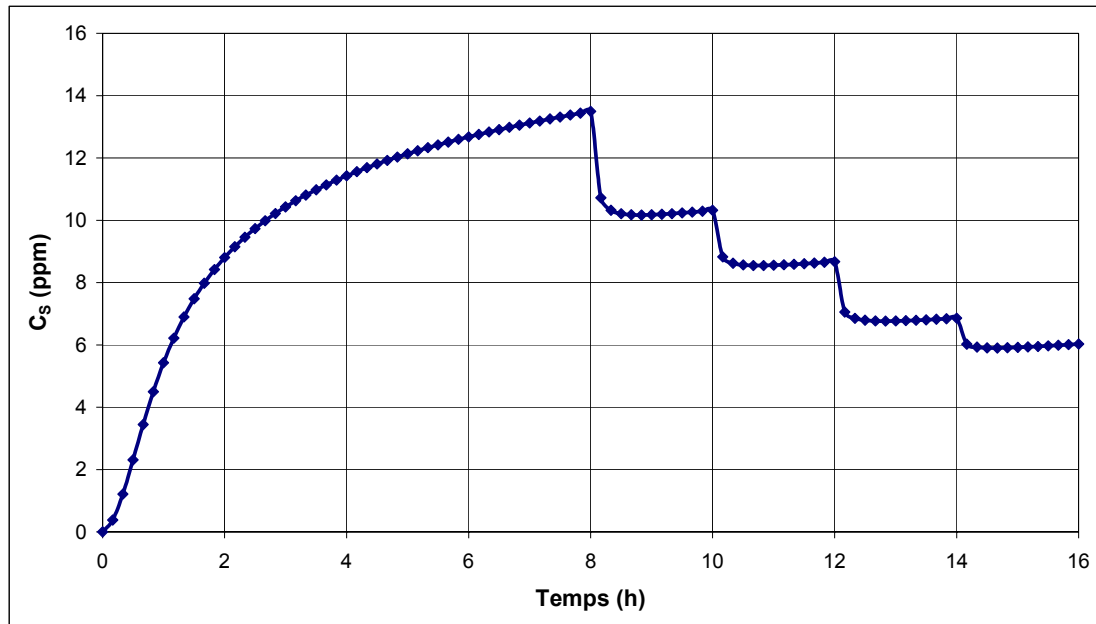


Figure 5.70 : Évolution de la concentration en traceur recueillie en sortie de pompage donnée par CTRAN/W pour le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-5}$  m/s.

Tableau 5.23 : Résultats des simulations dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-5}$  m/s.

Palier	$Q_w$ (L/min)	$q_f$ SEEP/W (L/min)	Relevés physiques				Relevés chimiques / calcul $q_f$ (Éq. 4.3)	
			$h_{wb}$ (m)	$h_{2o}$ (m)	Écart (%)	$\Delta h_w$ (m)	$C_s$ (ppm)	$q_f$ Ctran/W (L/min)
1	32	4.91	10.68	10.81	1.23	4.425	13.50	4.32
2	48	5.54	10.35	10.51	1.50	4.752	10.29	4.94
3	64	6.17	10.02	10.21	1.79	5.078	8.65	5.54
4	96	7.44	9.37	9.60	2.44	5.732	6.84	6.57
5	128	8.70	8.72	9.00	3.16	6.385	6.03	7.72

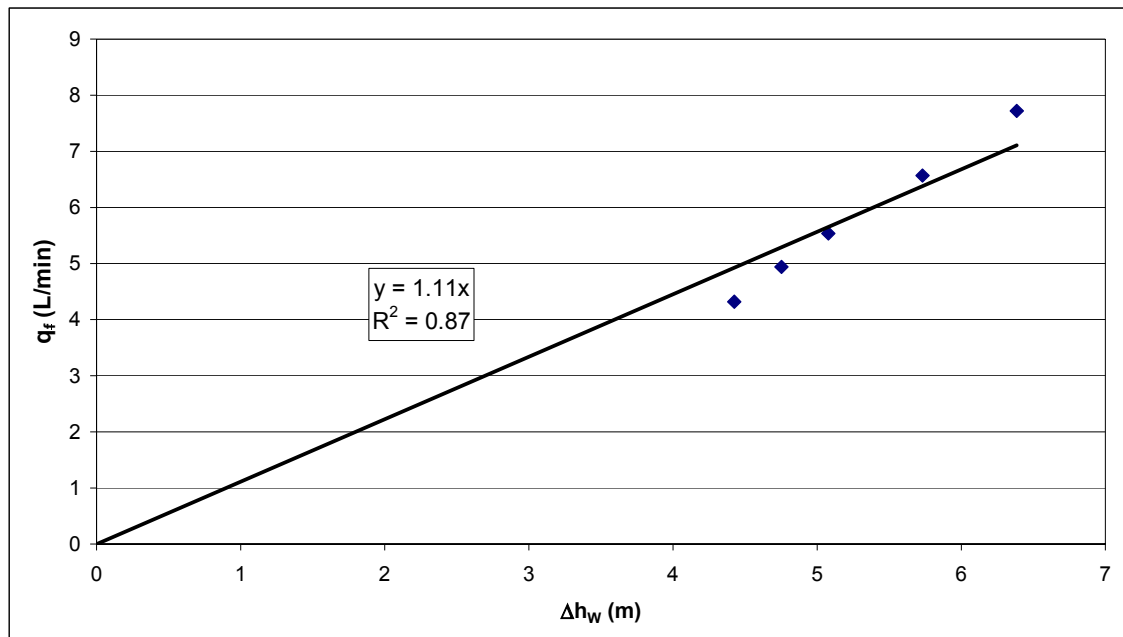


Figure 5.71 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  dans le cas avec injection de traceur ( $h_{wh} = 15.1$  m) avec  $k_{aquitard} = 10^{-5}$  m/s.

### 5.6.6 Conclusion

Les figures 5.68 et 5.70 montrent qu'effectivement, après les 8 heures du premier palier de pompage, le régime permanent n'est pas atteint. Cependant, les concentrations relevées varient peu, ce qui est confirmé par les paliers de pompages qui suivent, d'une durée de 2 heures pour lesquels une relative constance des concentrations relevées pour chaque palier est observée. Dans ce cas, il reste intéressant d'appliquer la méthode des pompages par paliers successifs en considérant que l'hypothèse de la constance des valeurs de  $C_S$  pour chaque palier est à peu près respectée. Les tableaux 5.22 et 5.23 montrent en effet des écarts sur les débits de fuite relativement peu élevés. Les figures 5.69 et 5.71 montrent par contre que l'équation 4.5 n'est plus applicable car la valeur du coefficient d'autodétermination s'éloigne de la valeur de 1. Il est relevé respectivement 0.73 et 0.87 pour les cas sans injection de traceur et avec injection de traceur. Les valeurs de  $k_2A/L$  obtenues sont respectivement 1.31 L/min.m et 1.11

L/min.m (écart de 9.1 %). Il est intéressant de remarquer que le coefficient d'autodétermination obtenu dans le deuxième cas est le plus élevé, et que la valeur de  $k_2A/L$  obtenue est la plus proche de la valeur réelle. Ainsi, même si l'applicabilité de la méthode est dans le cas présenté mise en doute, cette étude montre qu'avec une injection de traceur dans le piézomètre, les résultats obtenus sont plus satisfaisants que pour le cas avec le suivi d'un traceur naturel. En effet, dans le cas d'une injection de traceur dans le piézomètre, étant donné que la présence du traceur dans l'aquifère 1 est locale et voisine de l'entrée du défaut de scellement il est plus facile pour le traceur d'emprunter le défaut de scellement pour se rendre dans le puits de pompage que de contourner cette entrée pour pénétrer dans l'aquitard. Ainsi, les hypothèses telles que décrites dans le chapitre 4 restent dans ce cas relativement bien appliquées.

### **5.7 Conclusions sur l'étude numérique et discussion sur les hypothèses d'applicabilité de la méthode**

De cette étude numérique peut être conclue que la méthode des pompages par paliers successifs donne de bons résultats dans le cas où l'aquitard est complètement imperméable, voire très peu perméable. Les deux cas, avec utilisation d'un traceur naturel (n'impliquant donc pas l'injection d'un traceur) ou injection d'un traceur dans le piézomètre, ont été validés par les simulations numériques effectuées.

Par ailleurs, les études numériques ont montré qu'à partir d'une conductivité hydraulique de l'aquitard 100 fois inférieure à celle du défaut de scellement, l'applicabilité de la méthode peut être remise en cause. Dans un tel cas, il sera cependant privilégié un mode opératoire avec injection d'un traceur dans le piézomètre. En effet, ce mode opératoire permet de se rapprocher un peu plus des hypothèses à considérer, et les résultats obtenus donnent des écarts plus faibles par rapport aux valeurs réelles et peuvent ainsi être considérés.

## **CHAPITRE 6**

### **Travaux de laboratoire**

Après avoir mis au point de façon théorique et vérifié numériquement une méthode permettant la détection et la caractérisation de courts-circuits hydrauliques engendrés par un défaut de scellement de puits, une vérification expérimentale est maintenant nécessaire. L'expérimentation à petite échelle permettra dans un premier temps, avant d'entreprendre dans un second temps une étude à échelle réelle, une telle vérification de la validité, mais aussi de l'applicabilité de la méthode élaborée. L'avantage de l'expérience pour une telle vérification réside dans le contrôle des paramètres géométriques et hydrauliques lors de la mise en place de l'expérience. La présentation de cette étude se déroulera comme suit :

Tout d'abord, le dispositif expérimental et son fonctionnement seront présentés. Ensuite, le protocole expérimental sera détaillé. Les résultats acquis lors des essais expérimentaux seront alors donnés. Enfin, l'application de la méthode à l'expérience réalisée sera évaluée à partir des résultats expérimentaux acquis et des caractéristiques expérimentales de mise en place de l'expérience.

#### **6.1. Description du dispositif expérimental et de son fonctionnement**

Une description du dispositif expérimental et de son fonctionnement, avec les caractéristiques de ses différentes composantes, sont donnés dans cette partie.

##### **6.1.1. Présentation du montage expérimental**

Le montage recrée à petite échelle les conditions du court-circuit hydraulique engendré par un défaut de scellement de puits. Le dispositif comprend un organe principal fonctionnel représenté par une cuve cylindrique et des éléments périphériques tels que des réservoirs pour imposer des charges hydrauliques ou effectuer des injections. Dans la cuve cylindrique est reconstitué le contexte hydrogéologique tel que présenté au

chapitre 1. Le diamètre intérieur de la cuve cylindrique est de 44.5 cm, et sa hauteur est de 91.5 cm. L'axe de symétrie de la cuve sera pris pour origine des coordonnées radiales. Les charges hydrauliques aux frontières seront imposées par des vases de Mariotte ou encore par des systèmes de trop-plein. Nous reviendrons plus tard sur le fonctionnement global du dispositif expérimental.

Dans la cuve cylindrique sont placés les deux aquifères (ils seront constitués par du sable) séparés par une couche très peu perméable, l'aquitard constitué de matériaux fins (mélange sable/bentonite). L'aquifère supérieur (aquifère 1) est à l'air libre, constituant un aquifère à nappe libre et l'aquifère inférieur (aquifère 3) est confiné, constituant ainsi un aquifère à nappe captive. Il est à signaler qu'il a été placé également une couche de sable fin entre l'aquifère 3 et l'aquitard, celle-ci jouant un rôle de filtre afin d'éviter un déplacement des particules fines de l'aquitard vers l'aquifère 3 lors des écoulements (existence d'un gradient hydraulique vertical entre les deux aquifères). Un puits centré dans la cuve, crépiné uniquement dans l'aquifère 3 est installé, ainsi qu'un puits d'observation dans l'aquifère 1, crépiné uniquement à sa base. A proximité des deux puits sera recréée artificiellement une mise en relation entre les deux aquifères (à travers l'aquitard et la couche de sable filtre), celle-ci ayant pour but de représenter le défaut de scellement. Une vue en coupe de la situation est donnée sur la figure 6.1.

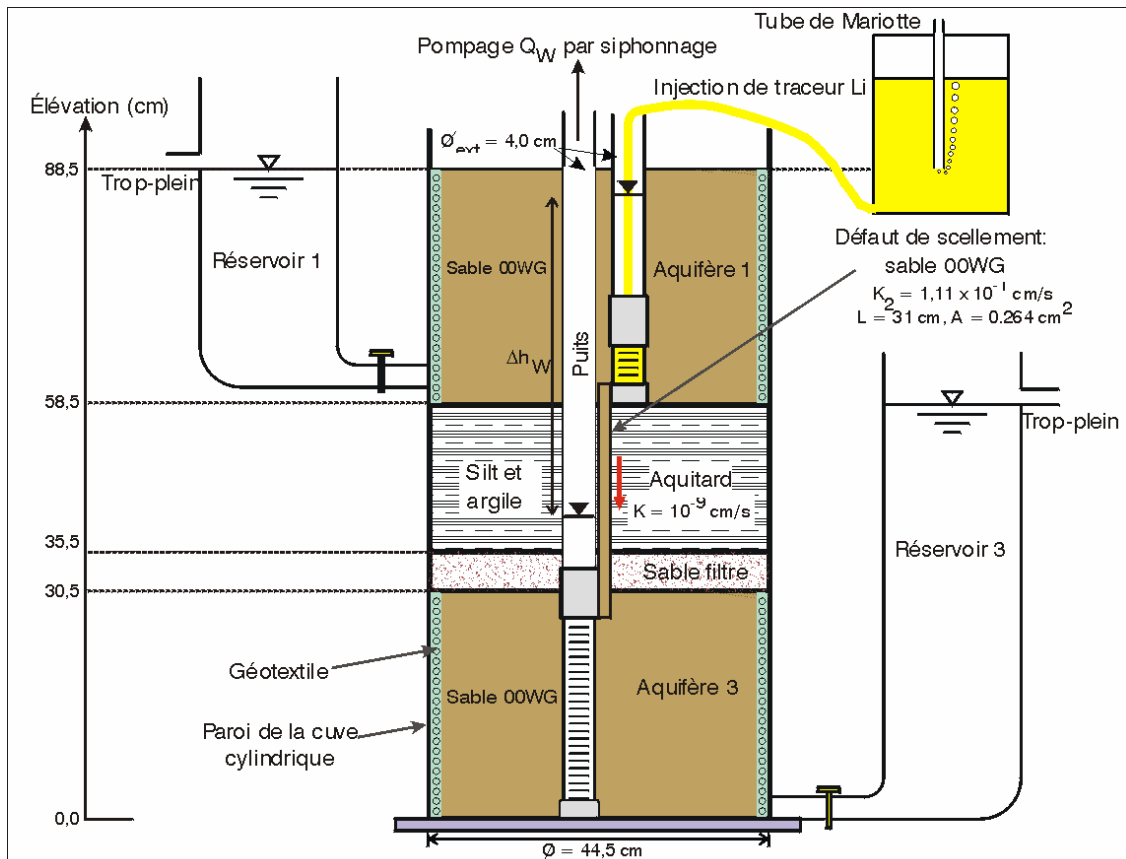


Figure 6.1 : Vue en coupe du dispositif expérimental étudié lors des travaux de laboratoire.

### 6.1.2. Description des caractéristiques des matériaux composant le montage

Dans cette partie est justifié le choix des matériaux poreux utilisés et les résultats de leur caractérisation sont présentés. Ils composeront les aquifères, le filtre, l'aquitard, et le défaut de scellement. Le matériau utilisé pour les deux aquifères est un sable de filtration manufacturé dont la référence est : 00WG. Des analyses préliminaires (analyse granulométrique, densité de grains, et essais de perméabilité à différences de charges constante et variable) permettent de le caractériser. Pour l'aquitard, il a été utilisé un mélange de sable et de bentonite. Pour le sable placé entre l'aquitard et l'aquifère 3, sera choisi un matériau remplissant les conditions de filtre entre le



mélange sable/bentonite et le sable 00WG. Enfin, le défaut de scellement sera représenté par un tube en plexiglas qui sera rempli par le sable 00WG (Figure 6.1).

➤ **Sable 00WG (aquifères et défaut de scellement)**

- L'analyse granulométrique a été effectuée sur trois échantillons. Les granulométries des trois échantillons sont pratiquement les mêmes. La figure 6.2 donne la granulométrie moyenne obtenue.

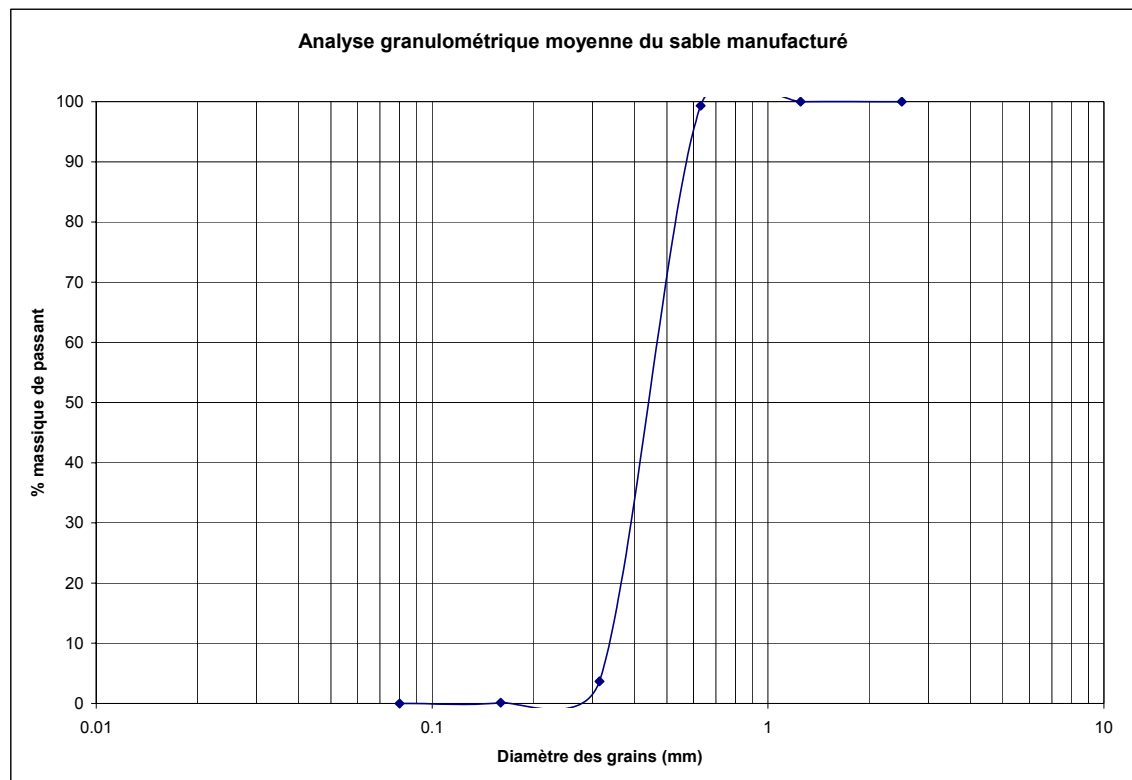


Figure 6.2 : Courbe granulométrique moyenne obtenue pour le sable 00WG.

- La détermination de la densité des grains solides a fait l'objet de trois essais. La moyenne de ces essais pour une température de 20°C donne une densité de 2.658.

- Des essais de perméabilité à différence de charge constante ont été réalisés selon les normes « ASTM D 2434-68 ».

Les données recueillies sont les suivantes :

- Masse du perméamètre,  $M_1 = 3032.4$  g
- Masse du perméamètre rempli d'eau,  $M_2 = 4271.4$  g
- Masse du perméamètre avec le sable sec,  $M_3 = 4890.6$  g
- Masse du perméamètre avec le sable humide, après mise en écoulement (du bas vers le haut) sur une durée de 48h,  $M_4 = 5425.2$  g
- Diamètre du perméamètre,  $d = 10.33$  cm
- Distance entre les piézomètres latéraux :  $L_p = 7.57$  cm
- Longueur de l'échantillon de sable,  $L_e = 13.45$  cm

Avec ces données sont déterminés une porosité  $n = 0.38$ , un indice des vides  $e = 0.61$ , et un degré de saturation après les 48 heures de mise en saturation de 98.7 %. C'est avec cette valeur du degré de saturation qu'a été effectué l'essai de perméabilité. En effet, avant et après l'essai de perméabilité, le degré de saturation calculé est resté à 98.7 %.

Plusieurs essais (par variation des débits) de perméabilité à différence de charge constante ont été réalisés, ils ont donné par application de la loi de Darcy une moyenne de  $1.30 \times 10^{-1}$  cm/s. Les aquifères seront donc très perméables.

L'essai de perméabilité à différence de charge variable n'a pas été effectué pour des raisons pratiques. En effet, il était trop délicat, car trop imprécis, de réaliser les lectures de différences de charge entre les deux piézomètres latéraux compte tenu de la forte perméabilité du sable.

La valeur moyenne de conductivité hydraulique déterminée par l'essai de perméabilité peut être comparée avec les résultats donnés par des méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique afin de vérifier l'ordre de grandeur de la valeur déterminée au

laboratoire. La méthode de Hazen peut être appliquée car les conditions suivantes sont vérifiées : le sable est lâche et uniforme (en effet, le sable 00WG est très peu compactable, et son indice des vides reste toujours proche de son indice des vides maximal). On détermine alors un  $D_{10}$  de 0.323 mm, un  $D_{60}$  de 0.450 mm et un  $D_5$  de 0.310 mm. Ainsi, le coefficient d'uniformité vaut 1,4. Cette valeur étant inférieure à 5, et le  $D_{10}$  étant compris entre 0.1mm et 3mm, les conditions sont réunies pour appliquer la formule de Hazen. Il vient donc  $K_{\text{sable 00WG}} = (0.323)^2 = 1.04 * 10^{-1} \text{ cm/s}$ .

Il est possible également d'effectuer pour l'indice des vides expérimental une prédiction de la conductivité hydraulique par la formule de Navfac. Les conditions de Navfac sur le  $D_{10}$  ( $D_{10}$  compris entre 0.1 mm et 3 mm) et sur le rapport  $D_{10}/D_5$  (devant être inférieur à 1.4) sont vérifiées. Seule la condition sur le coefficient d'uniformité devant être compris entre 2 et 12 ne l'est pas. La prédiction de Navfac donne

$K_{\text{sable 00WG}} = 9.79 * 10^{-2} \text{ cm/s}$ . Une autre méthode de prédiction de la conductivité hydraulique est donnée par Chapuis (2004). Elle s'applique, comme pour les méthodes de Hazen et de Navfac, à des sols non plastiques. La prédiction de Chapuis (2004) donne  $K_{\text{sable 00WG}} = 9.04 * 10^{-2} \text{ cm/s}$ .

On constate donc que les valeurs prédites et expérimentales sont du même ordre de grandeur, ce qui vérifie et conforte la moyenne expérimentale qui est retenue. Étant donné que les conditions de mise en place des aquifères seront semblables à celles réalisées dans le perméamètre pour l'essai de perméabilité, que la porosité du sable reste pratiquement constante et que sa saturation est facilitée par sa forte perméabilité, la conductivité hydraulique des aquifères en place sera considérée identique à celle déterminée expérimentalement, d'où :  $k_1 = k_3 = 1.30 * 10^{-1} \text{ cm/s}$ .

Un essai de perméabilité a été réalisé également avec le petit tube en plexiglas rempli de sable qui constituera le défaut de scellement. En effet, il est jugé utile de le faire, des effets d'échelle étant a priori susceptibles de modifier la valeur de la conductivité hydraulique. Il a été déterminé une conductivité hydraulique de  $1.11 * 10^{-1} \text{ cm/s}$ . Là encore, une bonne concordance est observée entre les résultats donnés par les

prédictions et les résultats expérimentaux. Par ailleurs, la conductivité hydraulique du sable mesurée dans le petit tube en plexiglas est légèrement plus faible (écart d'environ 15 %) que celle mesurée selon les normes « ASTM ». Cette constatation est à relier aux pertes de charge hydraulique le long des parois du petit tube en plexiglas qui ne sont pas négligeables par rapport aux pertes de charge hydraulique dans le milieu poreux.

➤ **Mélange sable/bentonite (aquitard)**

Pour constituer un matériau très peu perméable tel que l'aquitard, le sable filtre décrit précédemment a été utilisé pour être mélangé avec de la bentonite en poudre suivant les proportions massiques suivantes : 8 % de bentonite, 5 % d'eau, le restant étant le sable filtre coupé à 5 mm. D'après les prédictions de la conductivité hydraulique (Chapuis, 1990) d'un tel mélange, une valeur avoisinant  $10^{-9}$  cm/s serait obtenue, ce qui est très faible. Ainsi, l'écoulement à travers l'aquitard sera tellement faible par rapport au débit de fuite du défaut de scellement, qu'il pourra être négligé.

Il sera assuré également que l'aquifère 3 est à nappe captive exclusivement, et non à nappe semi captive.

➤ **Sable filtre (filtration entre l'aquitard et l'aquifère 3)**

Le sable filtre est un matériau plus fin que le sable constituant les aquifères. Il permettra de retenir les éléments fins du mélange sable/bentonite constituant l'aquitard et éviter leur intrusion dans l'aquifère 3. La courbe granulométrique de ce sable est donnée sur la figure 6.3.

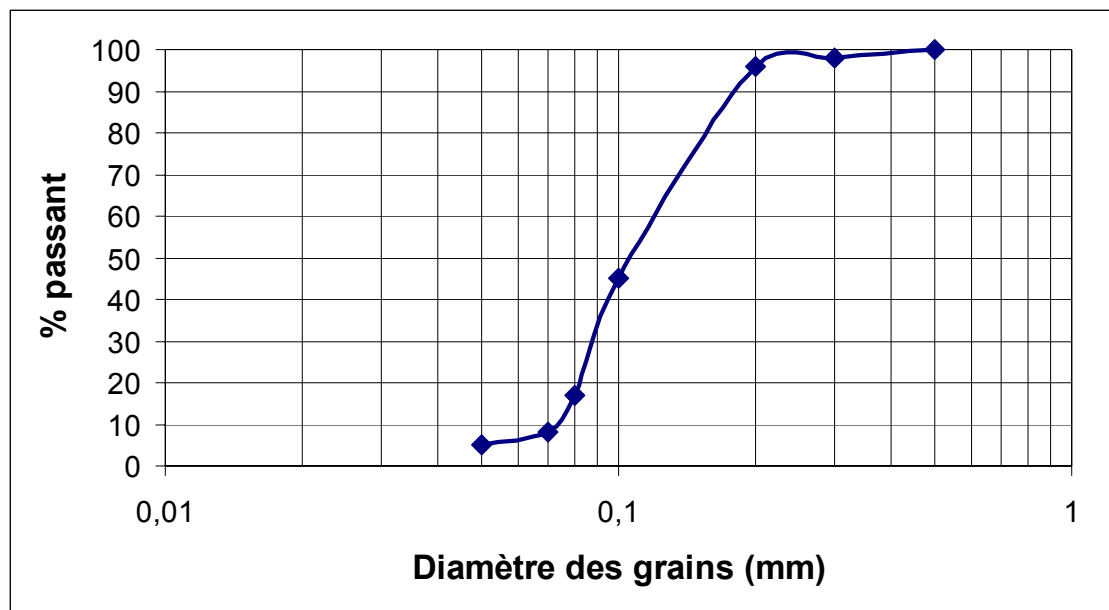


Figure 6.3 : Courbe granulométrique du sable filtre situé entre l'aquitard et l'aquifère 3.

On relève  $D_{10} = 0.071$  mm,  $D_{60} = 0.11$  mm, soit  $C_u = 1.55$ , et  $D_5 = 0.05$  mm.

Les conditions de filtre d'un sol fin pour un sol granulaire sont données par Chapuis (1995).

D'autre part, la densité des grains est de 2.72, et des essais de perméabilité à différence de charge variable et à différence de charge constante ont permis de déterminer une conductivité hydraulique du sable filtre de  $7.6 \times 10^{-3}$  cm/s.

### 6.1.3. Mise en place des matériaux et des réservoirs

Dans cette partie sont données les conditions de mise en place des matériaux dans la cuve cylindrique, ainsi que des réservoirs assurant le fonctionnement hydraulique du montage (écoulement à travers le dispositif). La figure 6.1 donne la configuration du montage.

➤ **Mise en place de l'aquifère inférieur (aquifère 3)**

L'aquifère 3 est composé du sable 00WG. Un géotextile, comprenant une plaque en plastique alvéolé apposée sur un textile, est tapissé le long de la paroi de la cuve (Figure 6.4). La très forte perméabilité de ce géotextile (alvéoles interconnectées) permet l'admission de l'eau (recharge de l'aquifère) et la répartition de la charge hydraulique à la frontière de l'aquifère.



Figure 6.4 : Mise en place du géotextile constituant la frontière de l'aquifère.

L'épaisseur totale moyenne mesurée de ce géotextile tapissant la paroi de la cuve est de 0.73 cm. La hauteur de géotextile plaqué contre la paroi de la cuve est de 30 cm. Le puits (Figure 6.5) est centré dans la cuve cylindrique.



Figure 6.5 : De gauche à droite : Le puits et sa crépine, le piézomètre (ou puits d'observation) et sa crépine, et le petit tube en plexiglas qui, rempli de sable, représentera le défaut de scellement.

Les diamètres moyens intérieur et extérieur mesurés de la crépine sont respectivement 3.4 cm et 4.0 cm. La hauteur moyenne mesurée de sable mis en place est de 30.5 cm (Figure 6.6). Une masse totale de sable sec de 68 kg a été utilisée. La mise en place s'est effectuée en trois couches de sable sec compactées (signalons que ce sable de granulométrie très homogène est très peu compactable) correspondant à la même masse de sable (environ 22.7 kg). Ainsi, considérant la présence du puits et la présence du géotextile, le volume occupé par le sable est d'environ 44 dm<sup>3</sup>. La densité du sable étant de 2.658, on en déduit donc une porosité de l'aquifère en place d'environ 42 %.



Figure 6.6 : Mise en place de l'aquifère 3 avec le sable 00WG.

➤ **Mise en place du défaut de scellement**

Il est constitué par un tube cylindrique en plexiglas (Figure 6.5). Ce tube mesure 31 cm de longueur (Figure 6.1), son diamètre intérieur est de 0.58 cm, et son diamètre extérieur est de 1.18 cm. L'épaisseur des parois est donc de 0.3 cm. Ce tube est rempli du sable 00WG sur toute sa hauteur (31 cm).





Figure 6.7 : Positionnement du tube en plexiglas dans la cuve après la mise en place de l'aquifère 3.

La distance radiale (par rapport au centre de la cuve) du centre du tube représentant le défaut de scellement est de 3.2 cm.

➤ **Mise en place du sable filtre**

Il a été placé une couche de 5 cm de hauteur de ce sable au dessus de l'aquifère 3 (Figure 6.1). Le mélange sable/bentonite constituant l'aquitard reposera donc sur cette couche. Il a été utilisé une masse de 11.3 kg de sable filtre.

➤ **Mise en place de l'aquitard (mélange sable/bentonite)**

La procédure de préparation du mélange est la suivante : dans un mélangeur sont placés du sable (sable identique au sable filtre utilisé coupé à 5 mm) dont la teneur en eau massique est de 8 %. Il est ajouté 8 à 9 % de bentonite en poudre. Il est alors ajouté 4 à 5 % d'eau (en masse totale du mélange). Le tout est mélangé avec la bétonneuse

jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène. Cette préparation est ensuite mise en place dans la cuve par couches successives compactées (Figure 6.8).



Figure 6.8 : Mise en place de l'aquitard (couches placées successivement, puis compactées à l'aide d'une masse).

Trois préparations de 20 kg de sable coupé à 5 mm contenant 1.6 kg d'eau mélangé à 1.6 kg de bentonite en poudre avec ajout de 1 kg d'eau ont été nécessaires. Il a été placé au total 73 kg de mélange sable/bentonite. La hauteur mesurée de l'aquitard ainsi constitué est d'environ 23 cm (Figure 6.1), et le volume occupé par le mélange sable/bentonite est d'environ 29 dm<sup>3</sup>. Chaque préparation a nécessité le compactage de trois couches, soit au total 9 couches compactées. Les caractéristiques de mise en place mesurées sont données dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Caractéristiques du compactage lors de la mise en place de l'aquitard.

Numéro de la couche	Épaisseur de la couche après compactage (cm)
1	2.8
2	1.9
3	2.8
4	3.1
5	1.3
6	2.6
7	1.6
8	3.4
9	3.2

Il est à signaler qu'entre les couches 4 et 5, ainsi qu'entre les couches 8 et 9 a été placé un bouchon de mélange sable bentonite autour du puits et du tube de défaut de scellement beaucoup plus concentré en bentonite (30 %) afin de s'assurer qu'il n'y aura pas d'écoulements préférentiels le long du tube de défaut de scellement (Figure 6.9).



Figure 6.9 : Mise en place locale autour du puits d'un bouchon plus concentré en bentonite pour s'assurer d'éviter des écoulements préférentiels.

➤ **Mise en place de l'aquifère supérieur (aquifère 1)**

Cet aquifère est constitué du même sable que celui de l'aquifère 3 (sable 00WG). De la même manière, un géotextile alvéolé identique à celui de l'aquifère 3 permet l'équilibre de la charge hydraulique sur toute la périphérie de l'aquifère lors de son alimentation en eau. Par ailleurs, un puits d'observation (Figure 6.5) est placé dans l'aquifère 1 (Figure 6.10).



Figure 6.10 : Positionnement du piézomètre avant la mise en place de l'aquifère 1 (photographie de gauche) et fin de la mise en place de l'aquifère 1 (photographie de droite).

Les caractéristiques du piézomètre sont les mêmes que le puits de l'aquifère 3, seules les longueurs du tubage et de la crépine diffèrent.

Le puits d'observation de l'aquifère 1 est placé à côté du tubage du puits de l'aquifère 3. Afin de les solidariser et d'éviter des déplacements lors de la mise en place du sable, les deux tubages sont mis en contact par une bande collante qui les enroule. Par ailleurs, la base de la crépine du puits d'observation est placée juste à côté de l'entrée du tube de défaut de scellement (Figures 6.1 et 6.10).

La hauteur moyenne mesurée de sable mis en place est d'environ 30 cm (Figures 6.1 et 6.10). Une masse totale de sable sec de 64.7 kg a été utilisée. Ainsi, considérant la présence des puits et du géotextile, le volume occupé par le sable est de 42.9 dm<sup>3</sup>. La densité du sable étant de 2.658, il est déduit une porosité de l'aquifère 1 d'environ 43.2 %. Cette valeur est semblable à celle qui a été trouvée pour l'aquifère 3 après sa mise en place (42 %).

➤ **Alimentation des aquifères par des réservoirs**

L'aquifère 3 est alimenté par un réservoir d'eau (réservoir 3) où la charge hydraulique est maintenue constante par un système de trop plein (Figure 6.1). L'alimentation s'effectue à la base de l'aquifère où est installé un robinet. L'aquifère 1 est également alimenté par un réservoir d'eau (réservoir 1) où la charge hydraulique est maintenue constante par un système de trop plein (Figure 6.1). Le géotextile alvéolé permet une bonne répartition des charges hydrauliques imposées aux frontières des aquifères.

➤ **Relevés piézométriques**

Les niveaux d'eau dans les puits seront connus au moyen d'une sonde électrique. Une lecture des niveaux piézométriques au millimètre près est possible.

**6.2. Protocole expérimental pour l'application de la méthode des pompages par paliers successifs**

Une fois le dispositif expérimental en place (Figure 6.1), il reste à établir le fonctionnement hydraulique du système. Après la mise en eau et la saturation du système, une recharge pour les aquifères est appliquée à l'aide de réservoirs. Après ces opérations, les écoulements s'opèrent à travers le système (notamment le court-circuit hydraulique à travers le tube représentant le défaut de scellement) jusqu'à ce que le régime permanent soit atteint. Après quoi, il est possible de réaliser la méthode de détection et de caractérisation du défaut de scellement.

### 6.2.1 Saturation des aquifères

Après la mise en place des matériaux, les aquifères sont mis en eau, jusqu'à leur remplissage total. Il faut noter que la saturation ne sera pas parfaite une fois le remplissage effectué. En effet, il n'a pas été utilisé d'eau désaérée compte tenu des volumes d'eau importants contenus dans les réservoirs d'alimentation. La mise en eau pour l'obtention de la saturation s'est effectuée séparément dans chaque aquifère (avec le réservoir 1 pour l'aquifère 1, et le réservoir 3 pour l'aquifère 3) du bas vers le haut afin de faciliter l'échappement de l'air emprisonné dans le milieu poreux. Afin d'assurer la meilleure saturation possible, une mise en eau très lente a été effectuée dans les deux aquifères (par réglage de l'ouverture des robinets). L'eau du robinet utilisée est laissée préalablement à l'air libre pendant 24 heures afin d'assurer un dégazage partiel de l'air dissous dans l'eau. La saturation est ainsi supposée atteinte une fois que les niveaux des réservoirs sont atteints. Une période de remplissage d'environ 48 heures aura été nécessaire pour la mise en eau totale du système.

### 6.2.2 Recharge des aquifères

Lorsque la saturation est atteinte, une charge hydraulique constante est appliquée à la frontière de recharge de l'aquifère 3 par le système de trop plein du réservoir 3 (Figure 6.11). Le plancher du laboratoire sera pris pour origine des mesures des charges hydrauliques. Ainsi, la charge hydraulique  $h_3 = h_r$  de l'aquifère 3 est de 1.02 m. Cette valeur de charge hydraulique a été obtenue afin de correspondre à l'élévation de l'interface entre l'aquitard et l'aquifère. Pour l'aquifère 1, le réservoir 1 qui aura permis la saturation de l'aquifère ne sera plus utilisé. Une charge hydraulique constante sera maintenue sur tout l'aquifère. En effet, l'alimentation s'effectuera par le piézomètre grâce à un vase de Mariotte (Figure 6.11) permettant de maintenir l'injection d'eau dans l'aquifère à une charge hydraulique constante  $h_1 = h_{2i} = 1.33$  m. L'aquifère sera

légèrement submergé (de 2 cm) puisque l'élévation de la surface de celui-ci est de 1.31 m. Ainsi, la différence de charge hydraulique initiale entre les deux aquifères est de 0.31 m, soit un gradient vertical d'environ 1.09 m/m.

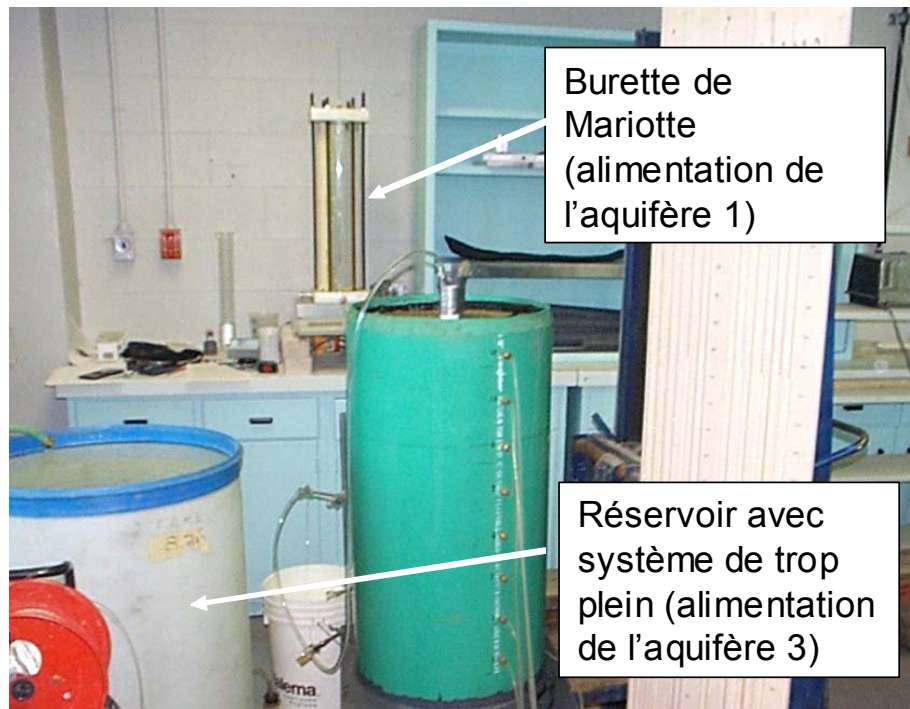


Figure 6.11 : Vue sur le système d'alimentation des aquifères.

### 6.2.3 Application de la méthode des pompages par paliers successifs

Une fois le régime permanent atteint pour le fonctionnement hydraulique du système, le protocole des pompages par paliers successifs est envisagé. Les procédures suivies pour le montage expérimental sont présentées dans cette partie. Enfin, les descriptions données sont fidèles sur la figure 6.1 qui présente une vue schématique du système expérimental.

### ➤ Réalisation du pompage dans l'aquifère 3

Le pompage dans l'aquifère 3 via le puits installé dans celui-ci s'effectuera par un siphonnage, et non à l'aide d'une pompe. En effet, le siphonnage permettra d'une part un pompage à de petits débits, et d'autre part, il remplace aisément l'utilisation d'une petite pompe péristaltique à faible débit car il donne un débit de pompage non saccadé, parfaitement constant. Pour siphonner, il suffit d'introduire dans le puits un tube dont le remplissage est amorcé par un vide, le niveau de la sortie du tube pourra être modulé selon l'intensité du débit que l'on voudra obtenir (Figure 6.12), à la condition que ce débit de pompage n'excède pas le débit d'alimentation par la recharge. Dans le cas contraire, un dénoyage de l'aquifère serait provoqué. L'entrée du tube de siphonnage dans le puits de l'aquifère 3 est placée à l'extrémité supérieure de la crépine. Par ailleurs, les lectures de débit de pompage pourront s'effectuer en recueillant au cours d'un temps donné en sortie du tube de siphonnage une certaine masse d'eau siphonnée. Le volume recueilli sera alors connu par pesée. La stabilité du débit au cours d'un palier de pompage pourra ainsi être vérifiée à différents instants.

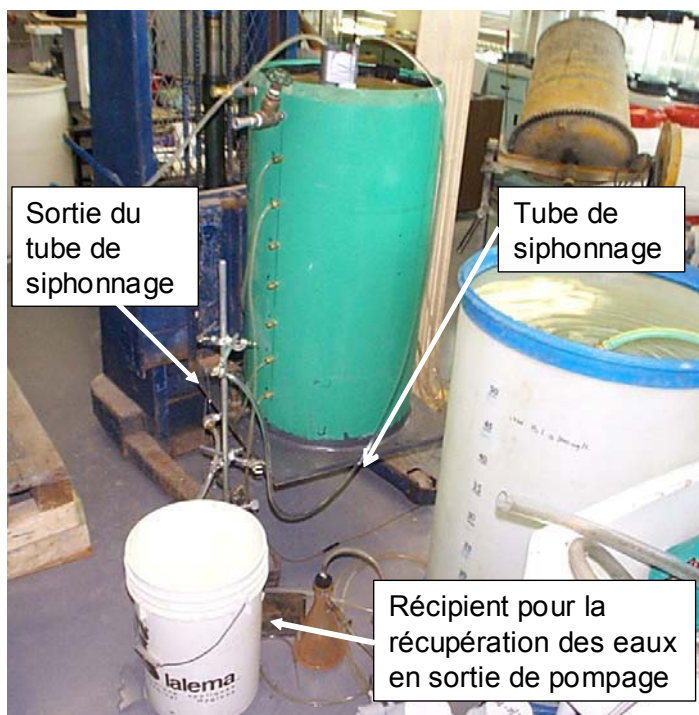


Figure 6.12 : Vue du système de siphonnage.



➤ **Injection du traceur dans l'aquifère 1 et mesure du débit de fuite**

Comme signalé précédemment, la recharge de l'aquifère 1 s'effectue au moyen d'un tube placé au fond du piézomètre installé dans l'aquifère et relié à un vase de Mariotte (Figure 6.13). Cette burette est remplie d'une solution de lithium à la concentration de 120 ppm. L'avantage d'un tel système est de permettre une injection à concentration constante. En effet, grâce au vase de Mariotte, dont la sortie dans le piézomètre se trouve à proximité de l'entrée du défaut de scellement, la recharge de l'aquifère 1 ne peut provenir que de la solution de lithium, et non de l'aquifère lui-même. On s'assure ainsi que la concentration injectée dans le tube de défaut de scellement est bien celle dans la burette, soit 120 ppm puisqu'il ne peut pas y avoir de dilution par les eaux de l'aquifère lui-même (pas de réalimentation de l'aquifère à sa frontière). Par ailleurs, on vérifie que  $h_{2i} = h_{wh} = \text{constante} = 1.33 \text{ m}$ , hypothèse nécessaire à l'application de la méthode des pompages par paliers successifs. La solution de lithium empruntera donc le tube du défaut de scellement situé à proximité de la crépine. Ce débit, soit le débit de fuite  $q_f$ , pourra être déterminé par la variation de la masse du vase de Mariotte contenant la solution de lithium en fonction du temps. Pour cela, le vase de Mariotte est placé sur une balance, ce qui permet de connaître sa masse en continu. Ce système est très avantageux, puisqu'il permettra de comparer le débit de fuite calculé par l'équation de dilution (Équation 4.3) avec le débit de fuite réel mesuré correspondant au débit d'injection du vase de Mariotte.

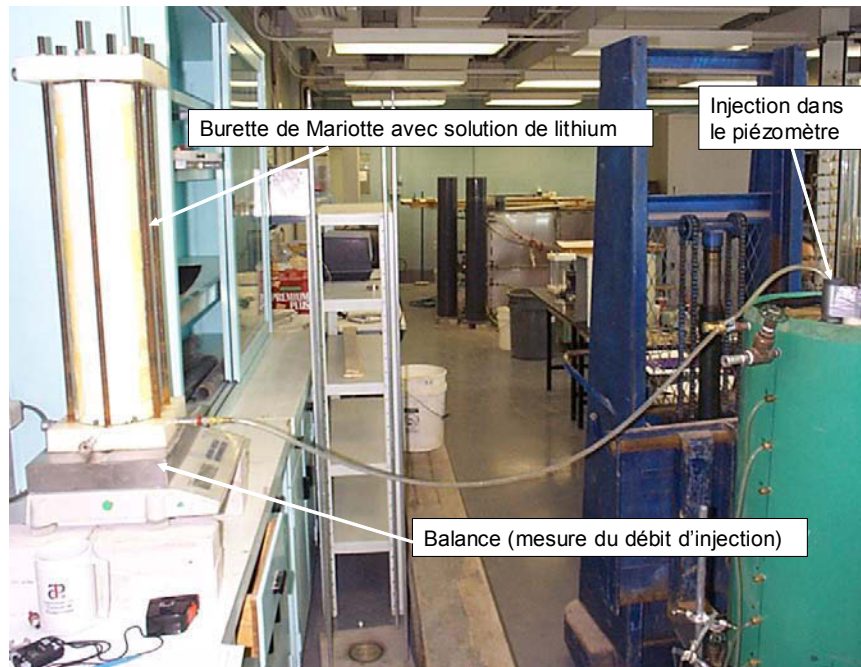


Figure 6.13 : Vue du vase de Mariotte pour l'injection de la solution de traceur.

➤ **Mesure des concentrations en traceur en sortie de pompage et relevés piézométriques**

Des échantillonnages sont réalisés en sortie de pompage (eau recueillie à la sortie du tube de siphonnage). Les concentrations en lithium sont mesurées à l'aide d'un spectroscope d'absorption atomique (cet appareil permet de mesurer des concentrations en lithium de l'ordre du millième de ppm). Lors du premier palier de pompage de débit  $Q_{W1}$ , et une fois le régime permanent atteint, pour l'injection du traceur, la concentration recueillie en sortie de pompage dans l'aquifère 3 est constante (concentration  $C_{S1}$ ). Dès lors, les autres paliers de pompage peuvent suivre. Étant donné que les pompages sont réalisés par un siphonnage, à chaque palier de pompage de débit  $Q_W$  correspond une certaine élévation de la sortie du tube de siphonnage. Pour passer d'un palier de pompage à un autre, il est donc nécessaire de changer l'élévation de la sortie du tube de siphonnage. Les concentrations  $C_S$  que l'on cherche à déterminer seront a priori d'autant plus faibles que le débit de pompage est élevé. En effet, plus le

débit de pompage est élevé, et plus en proportion de l'eau provenant de l'aquifère 3 sera prélevée par rapport à l'eau concentrée en lithium provenant de la fuite dont la faible surface limite le débit apporté. Ainsi, lorsque le débit de pompage augmente, le débit de fuite augmente de façon moins importante que le débit de l'aquifère 3 (ceci a d'ailleurs pu être vérifié par les simulations numériques du chapitre 5).

Enfin, des mesures piézométriques au puits et au piézomètre sont réalisées pour chaque palier de pompage à l'aide de la sonde électrique afin de connaître les valeurs de  $h_{wb}$  et vérifier la constance de  $h_{wh}$  au cours de l'essai.

#### ➤ **Paliers de pompages réalisés**

Il a été réalisé trois paliers de pompage. Ainsi, les séries 1 à 3 correspondent à des valeurs de pompage respectivement de 134.8 cm<sup>3</sup>/min, 95.1 cm<sup>3</sup>/min, et 50.0 cm<sup>3</sup>/min (les valeurs de débit de pompage ont été diminuées). La valeur du premier pompage correspond à peu près à la valeur maximale de pompage qui a pu être atteinte sans qu'il n'y ait de dénoyage de l'aquifère 3. Il faut signaler que les trois pompages ont été réalisés les uns à la suite des autres, le volume d'eau concentrée en lithium (120 ppm) étant suffisant dans le vase de Mariotte pour éviter un arrêt de l'écoulement dans le système. C'est ainsi que la seule manipulation qui ait été réalisée pour passer d'une valeur de pompage à une autre est une modification de l'élévation de la sortie du tuyau de siphonnage (celle-ci a été augmentée au cours des trois différents paliers de pompage puisque les débits de pompage ont été diminués).

### **6.3. Résultats expérimentaux**

Dans cette partie sont présentés les résultats des différentes mesures effectuées lors des trois paliers de pompage réalisés. Pour chaque palier de pompage sont donnés d'abord les relevés piézométriques et les relevés du débit de fuite calculé pour différents temps à partir des variations de masse du vase de Mariotte d'injection du traceur. Ensuite sont

présentés les relevés des concentrations en lithium en sortie de pompage pour différents temps donnés.

### 6.3.1 Premier palier de pompage ( $Q_{w1} = 134.8 \text{ cm}^3/\text{min}$ )

Lors de ce palier, le débit de pompage assuré par le système de siphonnage est de  $134.8 \text{ cm}^3/\text{s}$ . Ce débit a été maintenu constant durant toute la durée du premier palier de pompage (2 heures 53 minutes).

#### ➤ Relevés piézométriques et débits de fuite

Lors du premier palier de pompage, ont été relevées les charges hydrauliques  $h_{wh} = 1.330 \text{ m}$  et  $h_{wb} = 0.792 \text{ m}$ .

Le débit de fuite est déterminé entre deux temps successifs choisis pour lesquels un relevé de la masse du vase de Mariotte a été fait. L'évolution du débit de fuite en fonction du temps pour le premier palier de pompage est donné sur la figure 6.14.

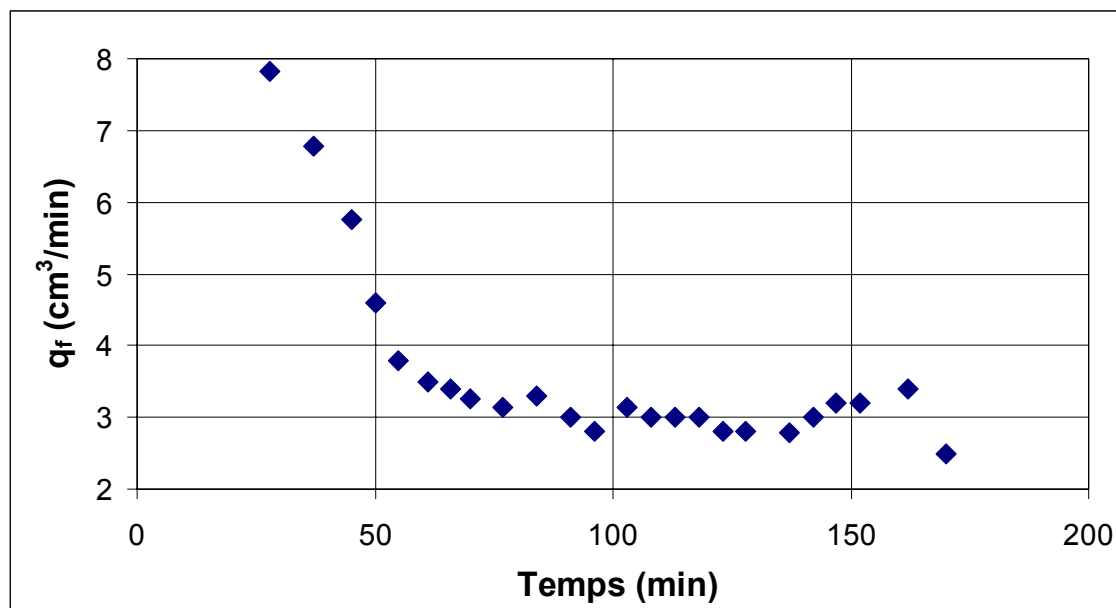


Figure 6.14 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du premier palier de pompage.

Il est à remarquer que le débit de fuite se stabilise après 55 minutes. En effet, au commencement de l'expérimentation, le niveau d'eau dans l'aquifère 1 était inférieur à celui dans le vase de Mariotte (charge hydraulique imposée à 1.33m).

Ainsi, lors du premier palier de pompage, le débit sortant du vase de Mariotte aura servi à alimenter la fuite vers l'aquifère 3, mais également à la recharge de l'aquifère 1 pour que celui-ci atteigne un niveau statique stabilisé à 1.33 m. C'est pourquoi le débit sortant de la burette diminue durant les 55 premières minutes avant d'être stabilisé. Les valeurs stabilisées correspondent alors au débit de fuite à travers le défaut de scellement uniquement.

Le calcul de la moyenne du débit de fuite est fait pour les valeurs relevées postérieurement à la stabilisation. Bien entendu, cette situation n'existera pas pour les séries de pompage qui suivront. Les écarts à la moyenne sont faibles, une valeur moyenne relativement précise du débit de fuite peut donc être déterminée. Il est ainsi retenu pour le pompage 1 la valeur  $q_{f1} = 3.1 \text{ cm}^3/\text{min}$ .

#### ➤ **Relevés des concentrations en traceur**

Des échantillonnages de l'eau en sortie du tube de siphonnage (de 1 à 3 mL) ont été réalisés afin de mesurer ensuite la concentration en lithium. Les échantillonnages ont été réalisés toutes les cinq minutes environ. Les résultats, lors du premier palier de pompage, sont montrés sur la figure 6.15.

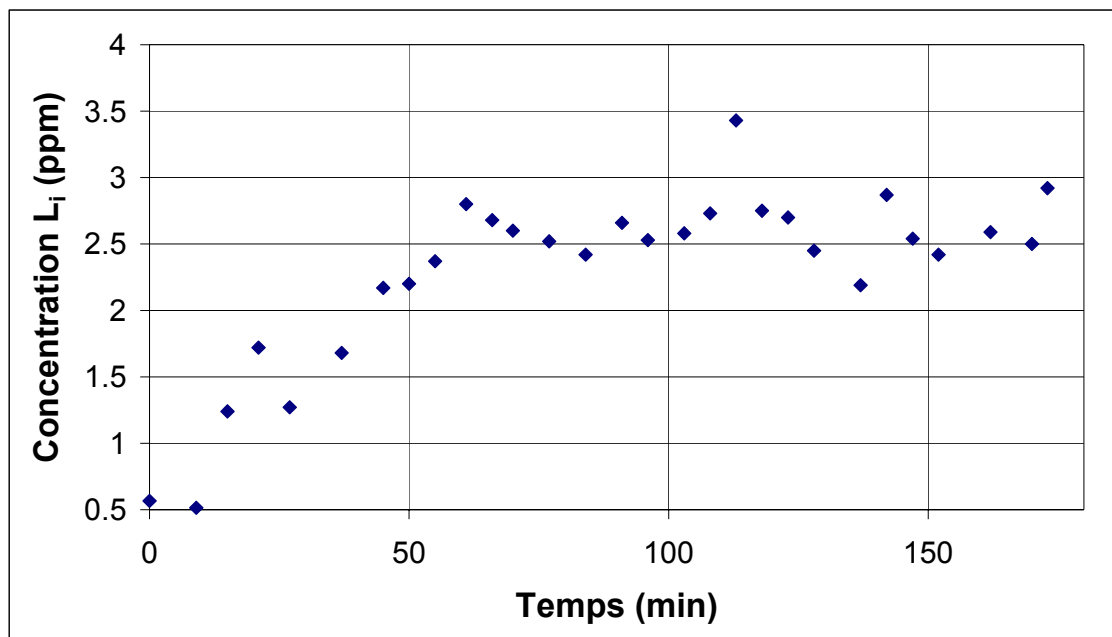


Figure 6.15 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du premier palier de pompage.

La figure 6.15 montre que l'étape transitoire a duré 60 minutes environ. A partir de ce moment, le régime de transport du contaminant devient permanent, ce qui implique que le traceur sort du défaut de scellement à la concentration constante  $C_0 = 120$  ppm. Les concentrations en lithium dans l'eau pompée fluctuent autour d'une valeur moyenne de 2.63 ppm. La fluctuation (de faible importance) autour de cette moyenne est liée aux erreurs de détermination de la concentration en lithium. Il est donc retenu pour le pompage 1 :  $C_{S1} = 2.63$  ppm.

### 6.3.2 Deuxième palier de pompage ( $Q_{w2} = 95.1$ cm<sup>3</sup>/min)

Lors de ce palier, le débit de pompage assuré par le système de siphonnage est de 95.1 cm<sup>3</sup>/s. Ce débit a été maintenu constant durant toute la durée du deuxième palier de pompage (2 heures 50 minutes).

Note : signalons qu'après le premier palier de pompage, la burette a dû être rechargée avec de la solution de lithium identique  $C_0 = 120$  ppm. Le temps a donc été réinitialisé, c'est pourquoi les graphiques représentant la mesure du débit de fuite en fonction du temps ou encore la concentration mesurée en fonction du temps sont réinitialisés au commencement de chaque nouveau palier de pompage. Cette présentation est donc différente de celle qui a été jusqu'alors adoptée aux chapitres 4 et 5 où pour tout l'essai, c'est-à-dire l'ensemble des paliers de pompage effectués, les résultats du comportement pour un paramètre donné étaient représentés dans un seul graphique

➤ **Relevés piézométriques et débits de fuite**

Lors du deuxième palier de pompage ont été relevées les charges hydrauliques  $h_{wh} = 1.330$  m et  $h_{wb} = 0.834$  m.

L'évolution du débit de fuite en fonction du temps pour le premier palier de pompage est donné sur la figure 6.16.

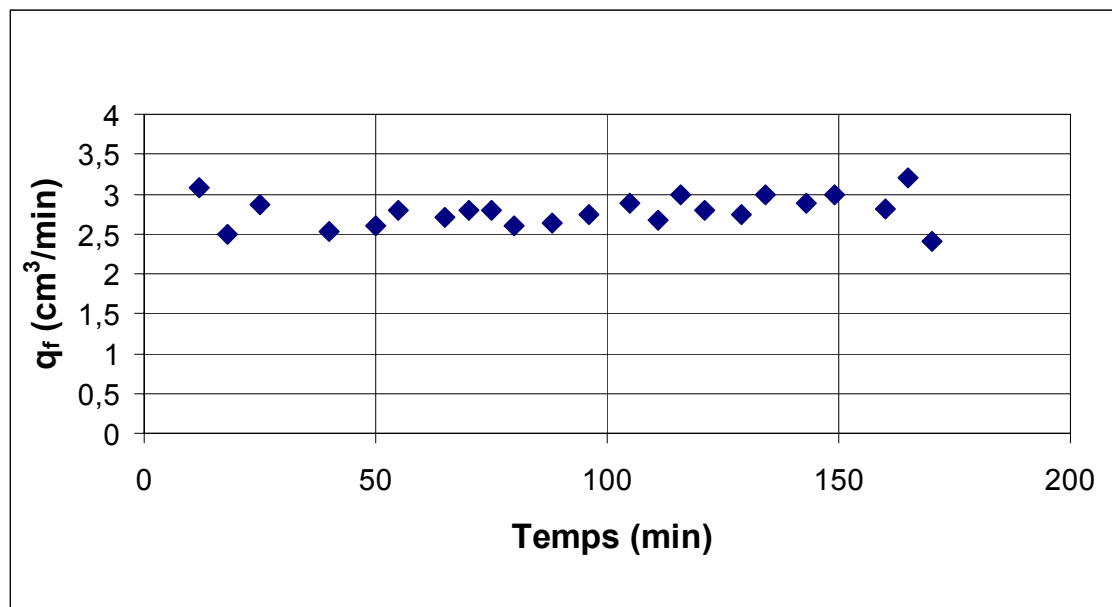


Figure 6.16 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du deuxième palier de pompage.

Contrairement au pompage 1, il n'y a pas eu ici de phase transitoire puisque l'eau du vase de Mariotte a servi uniquement à alimenter le débit de fuite à travers le défaut de scellement, le niveau d'eau dans l'aquifère 1 étant maintenu constant par le vase de Mariotte. La réponse d'une variation du débit de fuite est alors instantanée à la variation du débit de pompage. On observe là encore une très faible dispersion des mesures indiquant que le débit de fuite a été maintenu pratiquement constant puisque le débit de pompage l'est aussi. La valeur moyenne retenue est  $q_{f2} = 2.8 \text{ cm}^3/\text{min}$ .

➤ **Relevés des concentrations en traceur**

Les résultats lors du deuxième palier de pompage sont montrés sur la figure 6.17.

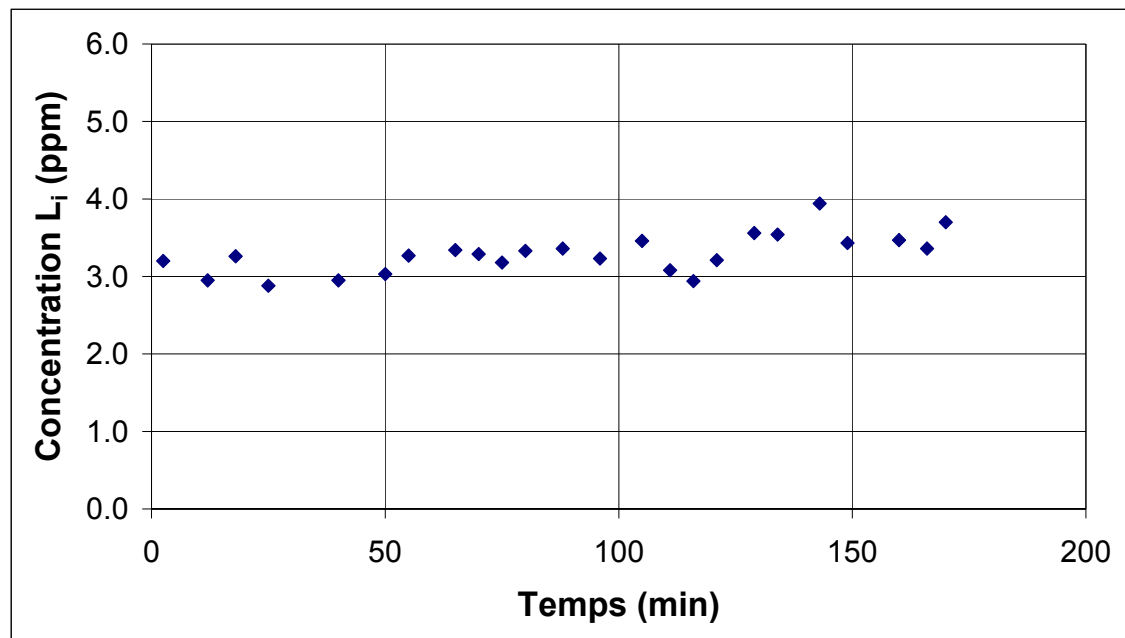


Figure 6.17 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du deuxième palier de pompage.

Comme prévu, la concentration mesurée en sortie de pompage reste à peu près constante. En effet, l'eau contenue dans le défaut de scellement est à la concentration



constante et uniforme de  $C_0$ , et la dilution de cette eau en sortie du défaut de scellement est instantanée avec les eaux provenant de l'aquifère 3. La nouvelle concentration  $C_{S2}$  mesurée est instantanée au changement de palier de pompage et doit rester constante pour toute la durée du palier. Il a été prélevé un grand nombre d'échantillons sur une longue durée pour vérifier cette constance. La figure 6.17 montre que vraisemblablement à cause des erreurs de mesures, la valeur  $C_{S2}$  fluctue autour d'une valeur moyenne. Cette fluctuation est cependant limitée à un écart maximal d'environ 10 % par rapport à la moyenne. La valeur moyenne retenue est  $C_{S2} = 3.38 \text{ ppm}$ .

Il est enfin vérifié que pour un débit de pompage plus faible par rapport à celui du premier palier, la valeur de  $C_S$  mesurée est plus élevée.

### 6.3.3 Troisième palier de pompage ( $Q_{W3} = 50.0 \text{ cm}^3/\text{min}$ )

Lors de ce palier, le débit de pompage assuré par le système de siphonnage est de  $50.0 \text{ cm}^3/\text{s}$ . Ce débit a été maintenu constant durant toute la durée du troisième palier de pompage (30 minutes).

#### ➤ Relevés piézométriques et débits de fuite

Lors du troisième palier de pompage ont été relevées les charges hydrauliques  $h_{wh} = 1.330 \text{ m}$  et  $h_{wb} = 0.886 \text{ m}$ .

L'évolution du débit de fuite en fonction du temps pour le premier palier de pompage est donné sur la figure 6.16.

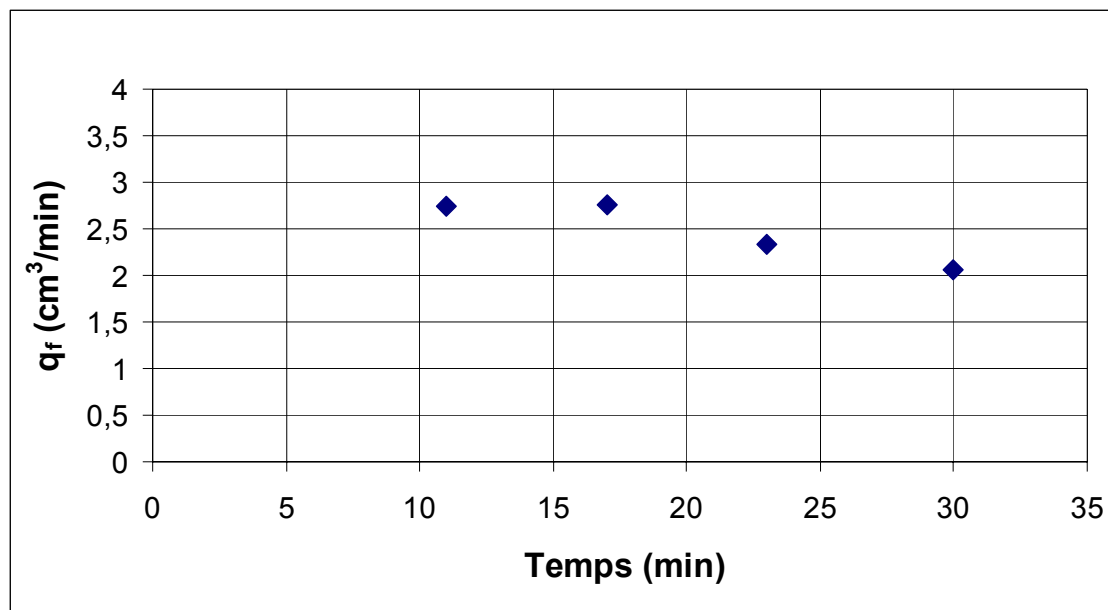


Figure 6.18 : Évolution du débit de fuite mesuré par le vase de Mariotte en fonction du temps lors du troisième palier de pompage.

La valeur moyenne du débit de fuite obtenue est  $q_{f3} = 2.5 \text{ cm}^3/\text{min}$ .

### ➤ Relevés des concentrations en traceur

Les résultats lors du troisième palier de pompage sont montrés sur la figure 6.19.

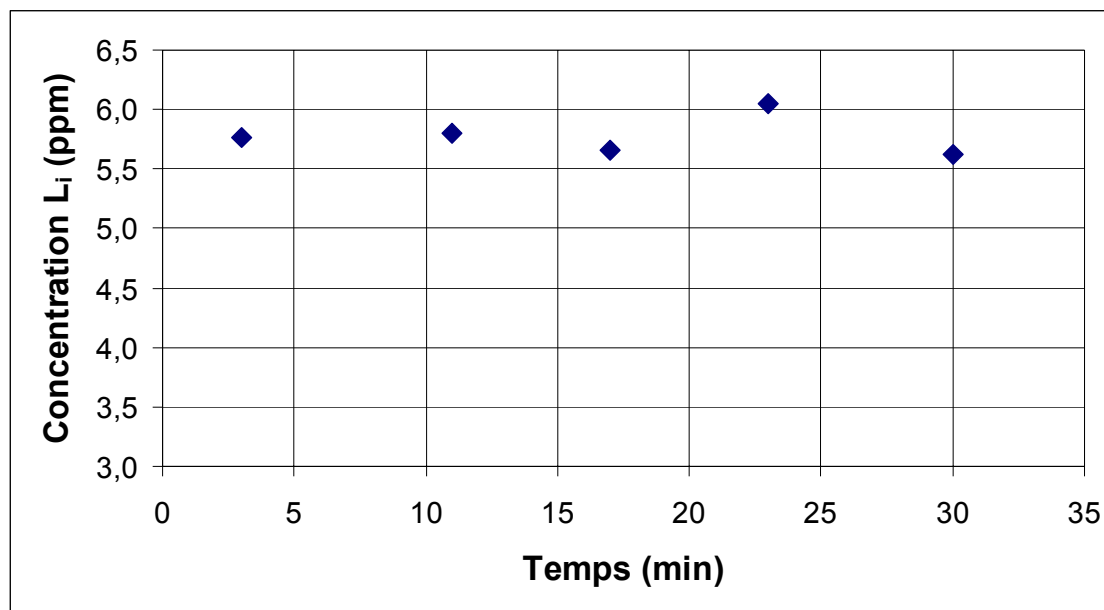


Figure 6.19 : Évolution de la concentration en lithium mesurée lors des échantillonnages du troisième palier de pompage.

La moyenne des valeurs de concentration obtenues est  $C_{S3} = 5.78 \text{ ppm}$ . Il est vérifié encore que pour un débit de pompage plus faible, la valeur de  $C_S$  mesurée est plus élevée.

#### 6.4. Interprétation des résultats par l'application de la méthode des pompes par paliers successifs

Les concentrations  $C_S$ , pour les trois débits de pompage qui ont été déterminées précédemment, permettent le calcul des débits de fuite avec l'équation de dilution 4.3. Ces résultats peuvent alors être comparés aux débits de fuite mesurés expérimentalement par les variations de masse au cours du temps de la burette d'injection du traceur alimentant la fuite (Tableau 6.2). On remarque que la

correspondance entre débit de fuite mesuré et débit de fuite calculé est bonne puisque des écarts très faibles, inférieurs à 5 %, sont constatés dans chacun des trois cas. Ceci signifie que l'application de l'équation de dilution au protocole expérimental proposé est juste, à savoir que les hypothèses associées à cette équation et décrites au chapitre 4 sont vérifiées.

Par ailleurs, la différence de charge hydraulique  $\Delta h_w$  mesurée entre les deux puits pour chaque palier de pompage est calculée (Tableau 6.2) à partir des mesures des charges hydrauliques  $h_{wh}$  (constante) et  $h_{wb}$  (mesurée).

Tableau 6.2 : Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus.

	<i>Mesures expérimentales</i>					<i>Paramètres calculés</i>		Écart $q_f$ mesuré et $q_f$ calculé (%)
	$Q_w$ (cm <sup>3</sup> /min)	$h_{wh}$ (cm)	$h_{wb}$ (cm)	$q_f$ mesuré (cm <sup>3</sup> /min)	$C_s$ (ppm)	$\Delta h_w$ (cm)	$q_f$ calculé par Éq. 4.3 (cm <sup>3</sup> /min)	
<b>Pompage 1</b>	134,8	133,0	79,2	3,1	2,63	53,8	3,0	3
<b>Pompage 2</b>	95,1	133,0	83,4	2,8	3,38	49,6	2,7	4
<b>Pompage 3</b>	50,0	133,0	88,6	2,5	5,78	44,4	2,4	4

Ayant relevé les valeurs de  $\Delta h_w$ , et ayant calculé les débits de fuite par l'équation de dilution, il est alors possible de tracer  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  (Figure 6.20) pour déterminer la valeur de  $k_2 A/L$ . Cette valeur, obtenue par l'application de la méthode, peut ensuite être comparée (Tableau 6.3) avec la valeur réelle calculée à partir des caractéristiques expérimentales du défaut de scellement ( $k_2$ ,  $A$ , et  $L$ ).

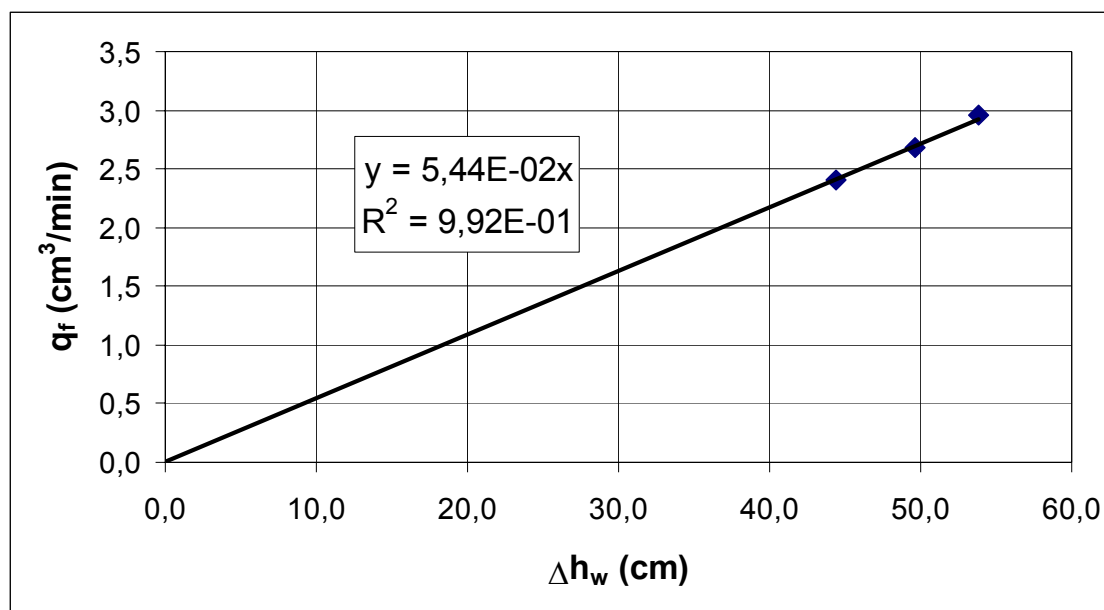


Figure 6.20 : Tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  avec les résultats expérimentaux obtenus.

L'alignement des 3 points est bon, et la droite obtenue passe par l'origine. Le coefficient directeur de la régression ainsi obtenue, représentant la valeur  $k_2A/L$  évaluée par la méthode des pompages par paliers successifs vaut  $5.44 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ .

Tableau 6.3 : Évaluation des caractéristiques du défaut de scellement à partir de la méthode appliquée aux résultats numériques et comparaison avec la valeur réelle.

Caractéristiques du défaut de scellement		$k_2A/L$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )		
$k_2$ (cm/min)	6.66	Valeur expérimentale mesurée	Méthode appliquée aux résultats expérimentaux	Écart (%)
A ( $\text{cm}^2$ )	0.264			
L (cm)	31			
		$5.67 \times 10^{-2}$	$5.44 \times 10^{-2}$	4

La valeur expérimentale mesurée de  $k_2A/L$  étant de  $5.67 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ , l'écart avec la valeur réelle est donc faible, inférieur à 5 % (4 %), montrant ainsi la validité de la méthode appliquée aux résultats expérimentaux. Ainsi, les débits de fuite mesuré et calculé correspondaient bien à l'écoulement uniquement à travers le défaut de scellement. Étant donné qu'a priori l'aquitard est pratiquement imperméable, alors

l'équation de Thiem (Équation 4.8) décrite au chapitre 4 devrait s'appliquer. Cependant, dans le cas du montage expérimental proposé, une hypothèse importante ne l'est pas. En effet, le diamètre du puits ( $r_{wb} = 2$  cm) n'est pas infiniment petit par rapport aux dimensions de l'aquifère 3 dont la frontière cylindrique se trouve à seulement 21.5 cm ( $r_r = 21.5$  cm) de l'axe du puits. Ainsi, il n'y a pas lieu dans ce cas d'appliquer l'équation de Thiem tel que proposé au chapitre 4 pour l'interprétation du graphique  $Q_w$  vs.  $q_f$ .

### **6.5. Conclusion**

Les résultats expérimentaux présentés ont montré que la méthode des pompes par paliers successifs pour la détection et la caractérisation d'un court-circuit hydraulique à proximité d'un puits a donné des résultats satisfaisants. Cette vérification a cependant été effectuée uniquement à partir d'un montage expérimental. Les travaux de terrain envisagés dans le chapitre suivant vont compléter l'étude expérimentale.

## CHAPITRE 7

### Travaux de terrain

Les travaux de terrain pour l'évaluation de l'applicabilité de la méthode développée revêtent une importance particulière pour valider celle-ci. En effet, il faut rappeler qu'un des objectifs importants pour la détermination d'une méthode de détection et d'évaluation des défauts de scellement de puits était de fournir un protocole qui soit simple et nécessitant des moyens limités pour qu'une application sur le terrain soit possible.

Dans ce chapitre est présentée une mise à l'essai à grandeur réelle de la méthode proposée. Après avoir effectué une présentation du site, sera présenté le protocole expérimental avec l'instrumentation requise. Puis, les résultats pour les différents essais réalisés seront présentés et analysés en appliquant la méthode.

#### 7.1 Présentation du site

Le site se trouve à Sorel (Québec, Canada), ville située à environ 100 km au nord-ouest de Montréal et à environ 1 km du fleuve St-Laurent.

Le site a une surface d'environ 2.25 ha (150 m × 150 m) et il est relativement plat puisque des dénivelés de moins d'un mètre sont rencontrés sur tout le site. Des forages et des levés géophysiques ont montré que le sous-sol est composé de couches granulaires stratifiées d'origine alluvionnaire sur plus de 5 mètres de profondeur. La stratigraphie est adaptée pour la réalisation des travaux de terrain car il présente notamment des couches confinées et des aquitards.

L'objectif est de tester la méthode développée sur différents forages pour lesquels un défaut de scellement artificiel a été créé. Il faudra d'une part confirmer que le défaut de scellement engendre un court-circuit hydraulique entre aquifères, et d'autre part être en mesure de comparer les résultats donnés par la méthode de caractérisation avec les caractéristiques connues du défaut de scellement créé artificiellement.

## 7.2 Réalisation des forages et mise en place de l'instrumentation

Une description des opérations effectuées pour la mise en place des essais à réaliser est donnée dans cette partie. On se réfèrera aux figures 7.1 et 7.2 pour une visualisation des forages et des installations réalisés en vue de l'application de la méthode.

### 7.2.1 Réalisation des forages et contexte hydrogéologique

Deux forages, notés *F1* et *F2* (Figures 7.1 et 7.2) ont été réalisés par la technique de fonçage au jet d'eau (« jetting »). Cette technique consiste à foncer un tube dans le sol à l'aide d'un jet d'eau sous pression qui permet de laver le sol, et donc au tubage de forage de s'enfoncer. Les éléments de sol issus du forage sont évacués à l'extérieur du trou de forage par la pression de l'eau. Les forages ont été réalisés jusqu'à 3.5 m de profondeur, c'est-à-dire jusqu'à la base de l'aquifère 3. Le diamètre du trou de forage est de 13.5 cm.

Quatre couches auront été traversées, par les forages, on trouve de 0 à 1 m de profondeur le sol A (sable), de 1 à 2 m de profondeur, le sol B (autre sable), de 2 à environ 2.5 m de profondeur, l'aquitard (constitué d'un sable argileux et silteux), et de 2.5 à 3.5 m de profondeur à nouveau le sol A. Les sols A et B au dessus de l'aquitard représentent l'aquifère à nappe libre (aquifère 1), et le sol A sous l'aquitard représente l'aquifère à nappe captive (aquifère 3). Ainsi, l'aquifère 1 a une épaisseur de 2 m, l'aquitard d'environ 0.5 m, et l'aquifère 3 de 1 m. Pour les deux forages réalisés, seules changent les épaisseurs de l'aquitard. Les stratigraphies exactes au droit des deux forages réalisés sont données sur les figures 7.1 et 7.2. Ainsi, au droit du forage *F1*, l'épaisseur mesurée de l'aquitard est  $L = 46$  cm, et au droit du forage *F2*, elle est de  $L = 55$  cm. Par ailleurs, il est à signaler que des levés géophysiques (relevés sismiques et radar) ont montré que l'aquitard sur le site étudié n'est pas continu. Pour la réalisation des deux forages, a donc été choisie une zone où l'aquitard est existant sur une zone



d'environ 40 m sur 40 m. Il a ainsi été vérifié la présence de l'aquitard, mais aussi que l'aquifère 3 est bien sous pression (confiné) alors que l'aquifère 1 ne l'est pas.

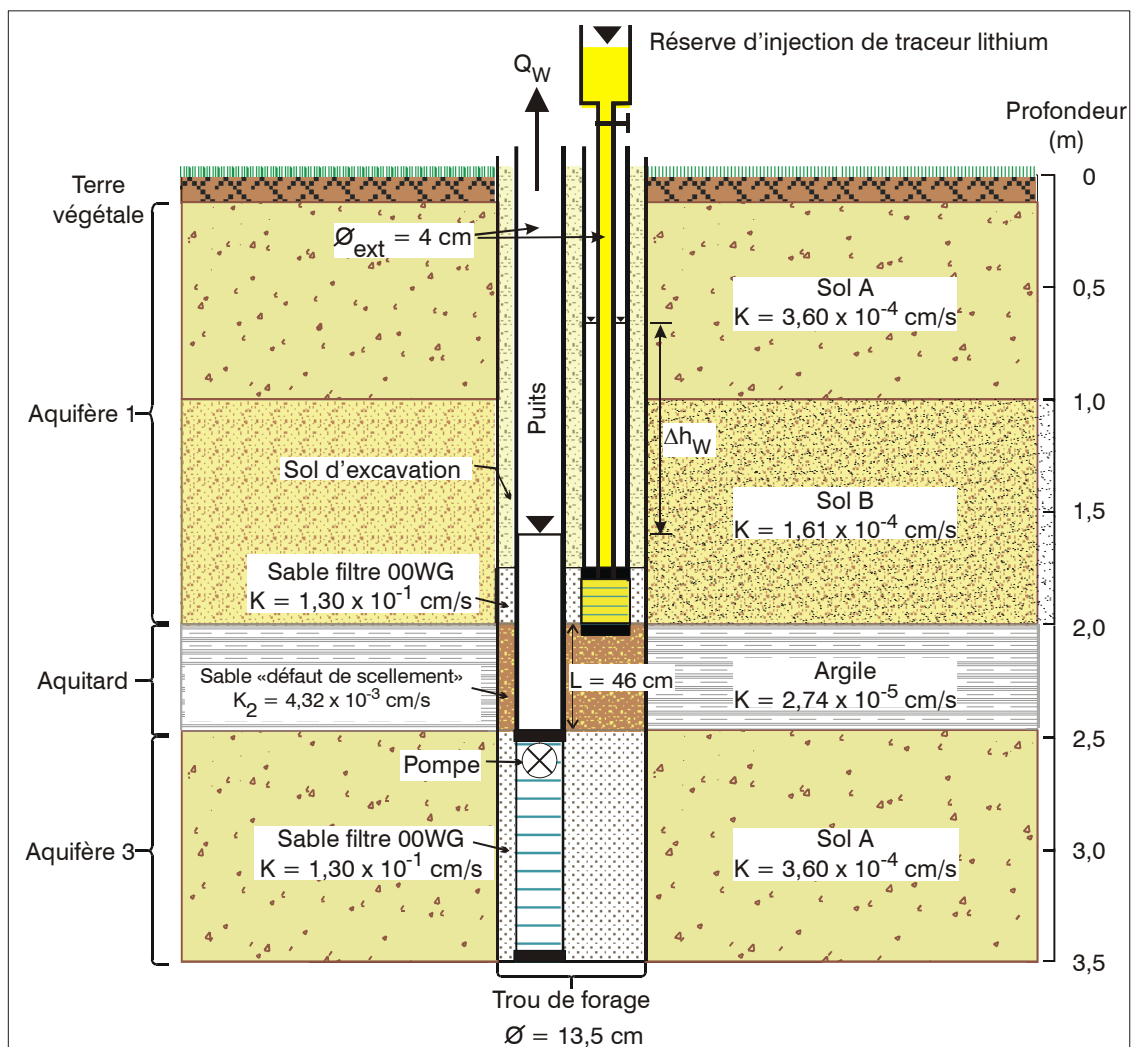


Figure 7.1 : Vue en coupe du forage FI et de ses installations.

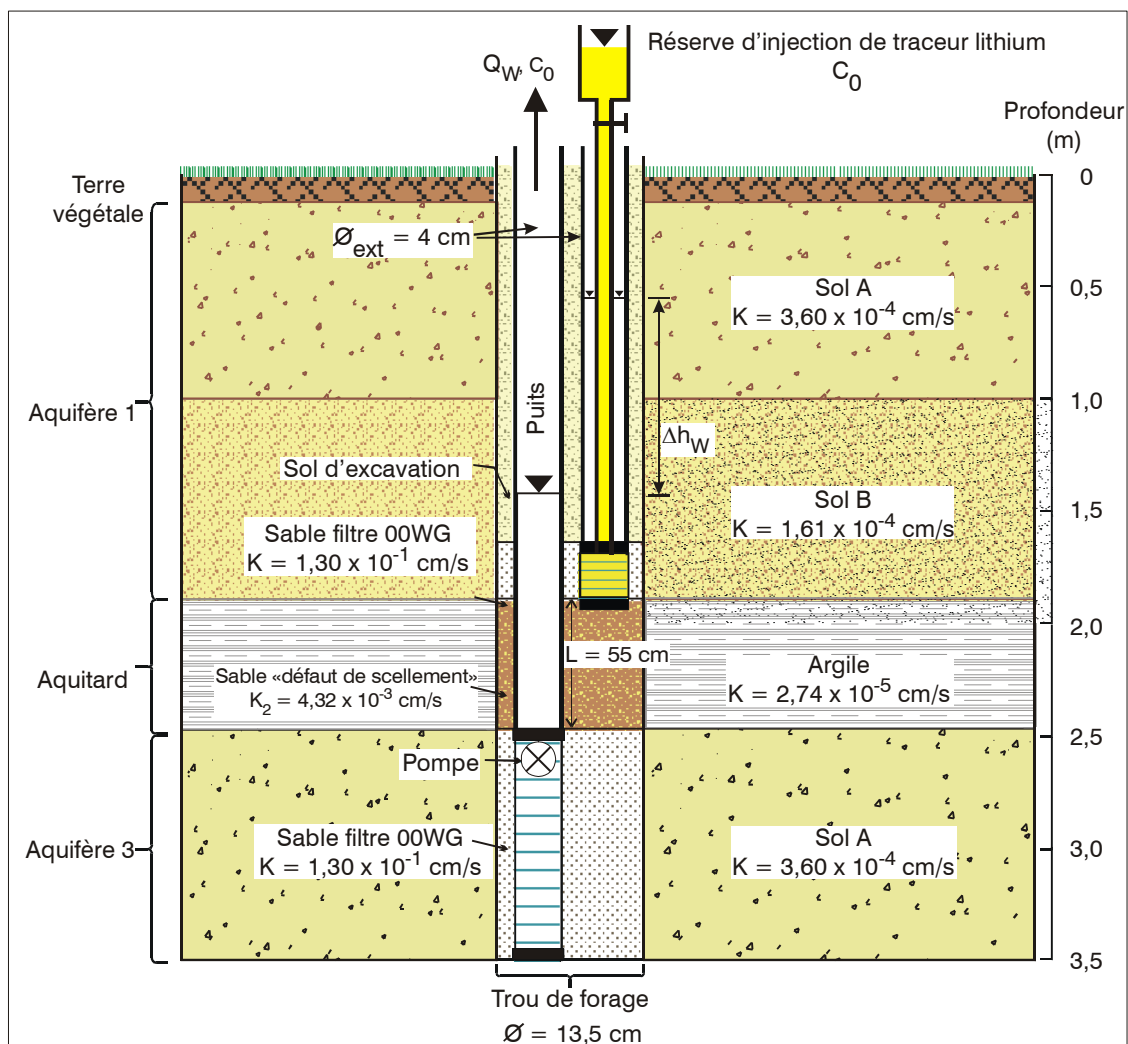


Figure 7.2 : Vue en coupe du forage *F2* et de ses installations.

### 7.2.2 Description des installations et des propriétés des matériaux

Une fois le forage réalisé, est placé le puits (de diamètre extérieur 4 cm). Celui-ci est centré et crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère 3, soit sur une hauteur de 1 m. L'espace entre la crépine et le puits est ensuite remblayé avec du sable filtre. Le sable utilisé est le sable manufacturé 00WG de conductivité hydraulique  $1.30 \times 10^{-1}$  cm/s utilisé lors des essais de laboratoire (chapitre 6). L'espace entre le tubage du puits et la paroi de l'aquitard est remblayé par un matériau plus perméable que l'aquitard. Ce sol

représentera le défaut de scellement artificiel mettant en relation les aquifères 1 et 3. Ce matériau est un sable naturel qui a été extrait sur le terrain de Sorel dans un fossé de drainage d'un peu moins d'un mètre de profondeur. Il a été déterminé au laboratoire une valeur de conductivité hydraulique de ce matériau  $k_2 = 4.32 \times 10^{-3}$  cm/s.

Au dessus de cette couche représentant le défaut de scellement, est placé le piézomètre (de diamètre extérieur 4 cm) dans le même trou de forage. Le piézomètre est donc excentré par rapport au puits. Il est crépiné sur environ 10 cm au dessus de sa base et le sable filtre 00WG est placé entre la crépine et la paroi du trou de forage. Au dessus, le reste du trou de forage est remblayé par le matériau d'excavation des forages constitué par un mélange des sols A et B composant les aquifères.

Les propriétés des différents sols (aquifères et aquitard) sont rassemblées dans le tableau 7.1. Elles ont été déterminées au laboratoire à partir de carottages, mais aussi avec des essais de perméabilité in situ par Dallaire (2004). Les sols A et B sont des sables avec un peu de silt et traces d'argile, l'aquitard est un sable silteux et argileux.

Tableau 7.1 : Conductivité hydraulique des aquifères et de l'aquitard.

	Conductivité hydraulique (cm/s)
Sol A	$3.60 \times 10^{-4}$
Sol B	$1.61 \times 10^{-4}$
Aquitard	$2.74 \times 10^{-5}$

Les propriétés du défaut de scellement pour les forages *F1* et *F2* sont consignées dans le tableau 7.2.

Tableau 7.2 : Propriétés du défaut de scellement pour les forages *F1* et *F2*.

	<b>Forage <i>F1</i></b>	<b>Forage <i>F2</i></b>
<b><math>k_2</math> (cm/s)</b>	$4.32 \times 10^{-3}$	$4.32 \times 10^{-3}$
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	130.6	130.6
<b>L (cm)</b>	46.0	55.0
<b><math>k_2 A/L</math> (cm<sup>2</sup>/s)</b>	$1.23 \times 10^{-2}$	$1.03 \times 10^{-2}$

Le défaut de scellement a donc une conductivité hydraulique 158 fois plus élevée que l'aquitard. Il faut noter que les mesures données dans le tableau 7.4 s'accompagnent d'un certain nombre d'incertitudes. En effet, la mesure de la conductivité hydraulique du défaut de scellement a été réalisée au laboratoire selon les normes ASTM. Or, il est vraisemblable que les mesures in situ diffèrent en raison des conditions de mise en place sur le terrain qui ont été différentes. En effet, lors du déversement du sable (représentant le défaut de scellement) dans le trou de forage, les conditions de mise en place de ce sable ne sont pas contrôlées. De même concernant la longueur du défaut de scellement, celle-ci a été mesurée à partir de la surface avec un ruban à mesurer si bien que la longueur mesurée s'accompagne d'une incertitude. Enfin, la surface du défaut de scellement est également une mesure approximative car le diamètre du trou de forage n'est pas connu précisément après les opérations de forage. Il s'ensuit que la valeur de  $k_2 A/L$  déterminée pour chacun des deux forages est précise avec un certain intervalle d'erreur qu'il est difficile de déterminer puisque les propriétés des matériaux après leur mise en place ne peuvent pas être mesurées précisément dans le trou de forage.

Note : La conductivité hydraulique du défaut de scellement est de plus de 10 fois supérieure à la conductivité hydraulique du sol A, alors que le fond du fossé de drainage où le sable constituant le défaut de scellement a été prélevé correspond au sol A. En effet, le sable au fond du fossé de drainage a été lavé par l'écoulement répété de l'eau dans le fossé, ce qui implique que les particules fines du sol A ont été entraînées avec le temps, d'où une conductivité hydraulique plus élevée du sable lavé.

### 7.2.3 Conditions et instrumentation nécessaires pour l'application de la méthode

À la différence des travaux de laboratoire, sur le terrain, les charges hydrauliques des aquifères ne peuvent pas être contrôlées. Deux comportements des nappes d'eau sont observés sur le terrain. Soit l'aquifère à nappe libre (aquifère 1) est en phase de drainage suite à une recharge par les pluies, soit il est en phase de recharge au cours des pluies. Par ailleurs, les frontières des aquifères se situent à des distances assez importantes des forages étudiés. Pour l'aquifère 1, les frontières sont constituées par les fossés de drainage qui, selon la période de l'année, sont à sec ou en eau. Quant à l'aquifère 3, ses frontières de recharge ne sont pas précisément connues, mais les levés géophysiques montrent des connexions avec l'aquifère 1 dans les zones où disparaît l'aquitard. Une observation importante a été faite : après une pluie, et par conséquent lors d'une réalimentation de l'aquifère 1 par la surface, il est observé une différence de charge hydraulique entre les aquifères ( $h_1$  et  $h_3$ ) plus importante qu'en régime sec. Il est aussi observé que lors de la phase de drainage suivant une pluie, les charges hydrauliques  $h_1$  et  $h_3$  tendent à s'équilibrer avec le temps. Cette observation confirme l'existence d'une mise en relation entre les aquifères au niveau des zones où l'aquitard est discontinu. C'est pourquoi on observe après une phase pluvieuse un décalage dans le temps des comportements des niveaux d'eau dans chacun des aquifères. Lors du drainage, l'aquifère 1 recharge donc l'aquifère 3, jusqu'à l'obtention à terme de l'équilibre entre les charges hydrauliques  $h_1$  et  $h_3$ .

De ces constatations peuvent être conclues qu'il faudra réaliser les injections de traceur dans le piézomètre avec une surcharge hydraulique qui ne soit pas trop élevée par rapport à la valeur de  $h_1$  mesurée avant l'essai. En effet, étant donné que cette charge hydraulique tendra à diminuer dans le temps lors du drainage, la surcharge par rapport à la charge hydraulique d'injection  $h_{wh}$  (fixée au départ et qui reste constante tout au long de l'essai) tendra à s'accroître. Il est donc plus intéressant d'effectuer l'essai en phase de drainage puisque l'on s'assure ainsi que l'injection s'effectuera toujours en

surcharge au cours de l'essai, évitant ainsi une dilution du traceur injecté (avec les eaux de l'aquifère 1) avant sa pénétration dans le défaut de scellement. Une auréole de traceur à la concentration  $C_0$  s'établira donc à proximité de l'entrée du défaut de scellement. Par contre, en phase de recharge, lors d'une pluie, la charge hydraulique  $h_l$  augmenterait au cours du temps, et lors d'un essai, il serait plus difficile de contrôler la surcharge hydraulique d'autant plus qu'il faudrait modifier la valeur de  $h_{wh}$  dans le temps, ce qui n'est pas recommandé par le protocole tel que défini (chapitre 4). De plus, compte tenu des conclusions tirées au chapitre 5, il est préférable pour le mode opératoire de la méthode d'effectuer une injection de traceur dans le piézomètre avec une surcharge hydraulique. En effet, la possibilité d'utiliser un traceur naturel n'a pas été étudiée sachant que la conductivité hydraulique de l'aquitard n'est qu'environ 160 fois plus faible que la conductivité hydraulique du défaut de scellement.

La charge hydraulique  $h_{wh}$  d'injection dans le piézomètre sera maintenue constante par une pompe péristaltique (Figure 7.3) reliée au réservoir d'injection contenant la solution de traceur à la concentration  $C_0$ . Le traceur est donc pompé dans un réservoir et injecté dans le fond du piézomètre. L'avantage de la pompe péristaltique est qu'elle permet d'obtenir un débit donné constant (obtention du débit voulu par modulation de la vitesse de rotation du moteur). Au cours de l'essai, il sera cependant nécessaire de contrôler le débit d'injection. En effet, lors du drainage de l'aquifère 1, afin que la charge hydraulique  $h_{wh}$  soit maintenue constante, il faudra augmenter le débit d'injection par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe. Le contrôle de la charge  $h_{wh}$  s'effectuera à partir d'une sonde électrique permettant de relever le niveau d'eau dans le piézomètre, et d'en déduire la charge hydraulique. Contrairement aux essais de laboratoire, il n'est pas possible sur le terrain d'utiliser un système d'injection type vase de Mariotte qui permet d'ajuster la charge hydraulique d'injection  $h_{wh}$  avec la charge hydraulique  $h_l$  et de connaître également le débit d'injection, donc dans ce cas, directement le débit de fuite. Les contrôles de paramètres sont donc plus délicats sur le terrain.

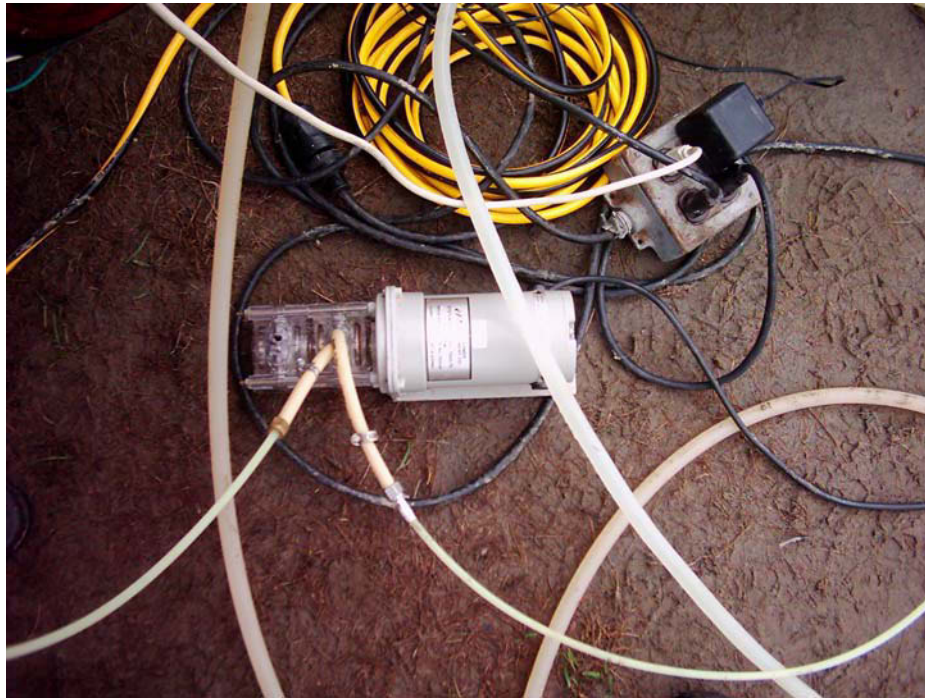


Figure 7.3 : Vue de la petite pompe péristaltique pour l'injection du traceur et le maintien d'une charge hydraulique  $h_{wh}$  constante au cours de l'essai.

Le pompage dans le puits sera également réalisé à l'aide d'une pompe péristaltique, mais de puissance plus élevée que celle utilisée pour l'injection de traceur (Figure 7.4).

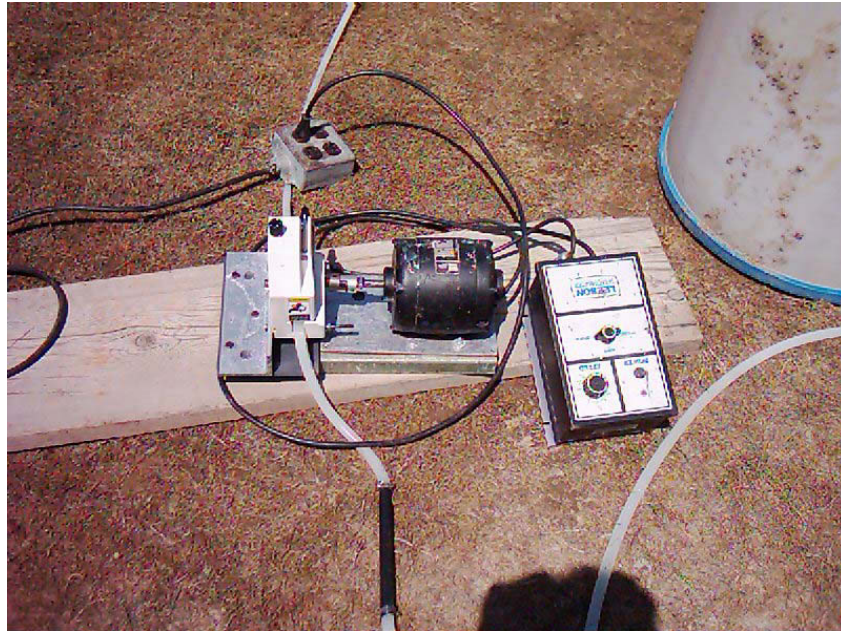


Figure 7.4 : Vue de la pompe péristaltique pour la réalisation des pompages dans le puits.

L'avantage une fois de plus est de pouvoir obtenir grâce à ce type de pompe des pompages à des débits qui peuvent être maintenus constants durant un temps voulu. La modulation de la vitesse de rotation de la pompe permettra d'établir les différents paliers de pompage souhaités lors des essais. Le pompage est effectué à l'extrémité d'un tube (relié à la pompe) placé au niveau supérieur de la crépine du puits. Les eaux pompées seront recueillies dans une cuve placée sur une balance, ce qui permettra de mesurer le débit de pompage (Figure 7.5). Une pompe à volutes permet de vider périodiquement le contenu de la cuve qui est rejeté dans un fossé de drainage à une cinquantaine de mètre des forages.





Figure 7.5 : Vue sur la cuve recueillant les eaux pompées.

### 7.3 Protocole expérimental

Il est à noter tout d'abord que le terme « essai » désignera une expérimentation pour laquelle la méthode des pompages par paliers successifs est appliquée sur un forage instrumenté du système piézomètre/puits. La figure 7.6 montre une vue d'ensemble de l'installation en place pour la réalisation d'un essai.

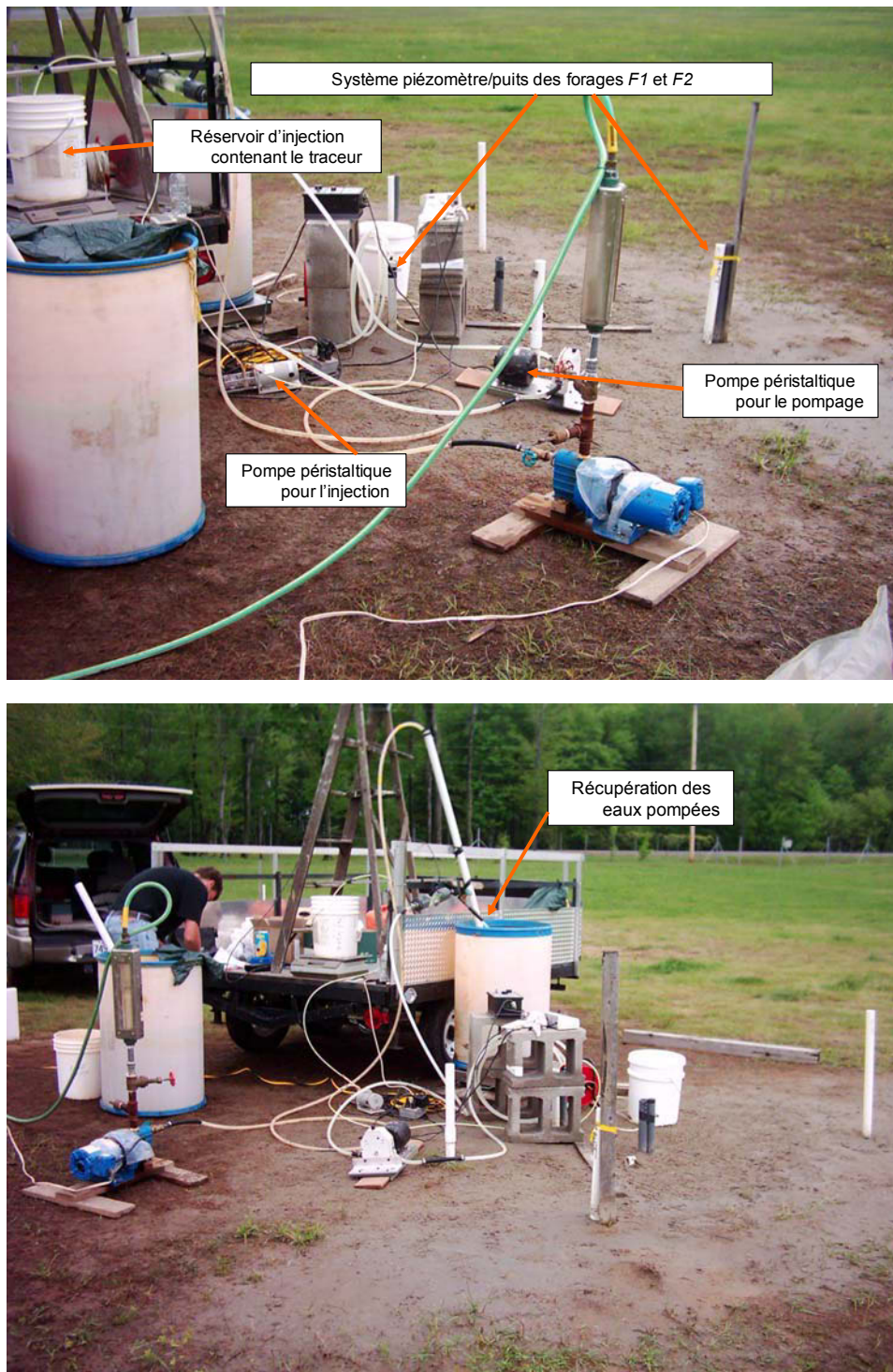


Figure 7.6 : Vues d'ensemble de l'instrumentation en place lors de la réalisation d'un essai de terrain.

Trois essais ont été réalisés en tout sur chacun des deux forages durant l'automne 2003 et le printemps 2004. Leur notation donnera le nom du forage suivi de la date d'exécution de l'essai (jour/mois/année). Pour le forage 1 ont ainsi été réalisés les essais  $F1 - 06/11/03$ ,  $F1 - 26/11/03$ , et  $F1 - 19/05/04$ . Pour le forage 2 ont ainsi été réalisés les essais  $F2 - 11/11/03$ ,  $F2 - 17/05/04$ , et  $F2 - 26/05/04$ .

Tous les essais ont été effectués pendant une période de drainage pour les raisons évoquées précédemment.

Avant la réalisation d'un essai sont réalisés les relevés des niveaux piézométriques des deux aquifères ( $h_1$  et  $h_3$ ). En effet, le terrain de Sorel est instrumenté de plusieurs piézomètres installés indépendamment dans chaque aquifère permettant de connaître la charge hydraulique dans les deux aquifères. Tous les relevés piézométriques sont effectués sur le terrain à l'aide d'une sonde électrique. La base de l'aquifère 3 (3.5 m de profondeur par rapport à la surface du sol) est prise pour origine des charges hydrauliques. La charge hydraulique  $h_1$  est relevée dans l'aquifère 1 et une valeur de charge hydraulique  $h_{wh}$  plus élevée est imposée dans le piézomètre pour toute la durée de l'essai. La charge  $h_1$  diminuant au cours de l'essai (drainage de l'aquifère 1), on s'assure ainsi que  $h_{wh}$  sera toujours supérieure à  $h_1$  durant l'essai.

Notes :

- La surcharge hydraulique d'injection augmentera donc au cours de l'essai. Il a été relevé en général à partir des puits d'observation installés sur le terrain de Sorel que la vitesse de drainage varie entre 0.5 et 1.5 cm par heure. Cette vitesse dépend de la position initiale de la nappe avant drainage et du temps à partir duquel le drainage a commencé. En effet, la vitesse de drainage dans l'aquifère 1 diminue au cours du temps puisque cet aquifère recharge l'aquifère 3 jusqu'à une situation d'équilibre des charges hydrauliques entre les deux aquifères.
- Il a été constaté que les niveaux piézométriques  $h_1$  et  $h_3$  sont très fluctuants sur le site de Sorel suivant la pluviométrie qui constitue vraisemblablement la principale recharge des deux aquifères.

Le pompage peut alors débuter dans le puits. Le protocole de pompage varie selon la situation hydraulique observée avant les essais, notamment pour la détermination de la valeur maximale de pompage. Il est recherché le débit maximal pour la première série de pompage de manière d'une part à réduire le temps d'obtention du régime permanent pour la sortie du traceur, et d'autre part parce que l'essai étant effectué en phase de drainage, les charges hydrauliques  $h_1$  et  $h_3$  diminuent au cours de l'essai. Par conséquent, il est préférable de réduire les débits de pompage plutôt que de les augmenter. Une fois la stabilisation de la charge hydraulique  $h_{wb}$  obtenue dans le puits, peut commencer l'injection de la solution de traceur. Le traceur utilisé lors des essais de terrain est le lithium. Une réserve d'eau à la concentration  $C_0$  en lithium est disponible pour la réalisation de l'injection. La petite pompe péristaltique pompe dans cette réserve et la solution est injectée à la base du piézomètre, soit à la position la plus proche de l'entrée du défaut de scellement. La vitesse de rotation de la petite pompe péristaltique est alors modulée de manière à pouvoir stabiliser la charge hydraulique  $h_{wh}$  (choisie en fonction de la valeur  $h_1$  initialement mesurée) dans le piézomètre. On s'assure que la charge hydraulique d'injection dans le piézomètre est stabilisée par des mesures fréquentes de celle-ci à l'aide de la sonde électrique. Il faut noter que préalablement à l'injection, il est réalisé des échantillonnages des eaux des deux aquifères de manière à mesurer leur concentration en lithium pour s'assurer que cet élément est initialement absent des aquifères ou en quantité très faible (de manière à vérifier que le bruit de fond puisse être négligé). Il a été déterminé à partir de plusieurs échantillonnages que la concentration naturelle en lithium sur le terrain de Sorel dans les deux aquifères est de l'ordre de 1 à 2 ppb. Cette valeur est très faible.

Après le départ de l'injection, des échantillonnages d'eau (des volumes de 1 à 3 mL sont recueillis à l'aide d'une éprouvette) sont réalisés en sortie de pompage à une fréquence de temps définie durant le premier palier de pompage. Durant toute la durée du premier palier de pompage, sont réalisées fréquemment des mesures du débit de pompage afin de s'assurer que ce débit reste constant, mais aussi des mesures de la

charge hydraulique  $h_{wh}$  de façon à s'assurer que ce paramètre reste également constant. En effet, étant donné que l'aquifère 1 se draine, le débit d'injection doit être augmenté de manière à pouvoir maintenir la charge hydraulique  $h_{wh}$  constante. Un colorant, la fluorescéine, a été ajouté à la solution de lithium de manière à pouvoir observer la sortie du traceur en sortie de pompage. Lorsque le régime permanent pour la sortie de traceur est atteint, un deuxième palier de pompage est amorcé. Pour cela, les vitesses des deux pompes péristaltiques doivent être modifiées. La vitesse de la pompe péristaltique du pompage est abaissée de manière à réduire le débit. Par contre, le débit d'injection doit être diminué car le rabattement autour du piézomètre (dû à la dépression de charge hydraulique engendrée par l'écoulement de fuite) diminue. (Note : les réglages inverses s'opèrent si après un certain nombre de paliers de pompage il est décidé d'augmenter le débit de pompage plutôt que de le diminuer). Les échantillonnages sont toujours effectués. Les autres paliers de pompage suivent ainsi de suite. La durée des paliers de pompages après le premier est moins importante que pour ce dernier puisque le régime permanent pour la mesure des concentrations  $C_S$  s'instaure quasiment instantanément au changement de débit de pompage.

Il faut noter qu'à la fin de l'essai, sont effectués des pompages de rappel du traceur dans les deux aquifères de manière à s'assurer qu'il ne reste plus de lithium injecté résiduel dans les aquifères.

Ainsi, pour chaque palier de pompage sont relevées les valeurs de  $Q_w$  et  $\Delta h_w$  (en s'assurant que pour un palier donné ces valeurs restent constantes), et des échantillonnages de l'eau en sortie de pompage sont réalisés (Figure 7.7).

Les échantillons de l'essai sont ensuite portés au laboratoire pour les analyses chimiques. Les concentrations des échantillons sont établies avec un spectromètre d'absorption atomique (sensibilité minimale de 1 ppb).



Figure 7.7 : Prise des échantillons et relevés des paramètres  $Q_W$  et  $\Delta h_W$  pour chaque palier de pompage.

#### **7.4 Application de la méthode aux essais réalisés : résultats obtenus et interprétation**

Dans cette partie sont exposés, pour chaque essai sur les forages  $F1$  et  $F2$ , les résultats donnés par l'application de la méthode des pompages par paliers successifs pour la caractérisation du défaut de scellement créé artificiellement. Le protocole réalisé est tel que défini précédemment. Plusieurs essais sont réalisés avec des conditions initiales différentes et des programmes de réalisation des pompages différents (différentes séries de paliers). Pour chaque essai est donné le programme des pompages réalisés et les conditions de leur réalisation, ainsi que les résultats obtenus pour la mesure d'une part de la concentration  $C_S$  en fonction du temps et d'autre part de la différence de charge hydraulique  $\Delta h_W$  entre les puits pour chaque palier de pompage. Puis, les interprétations de ces données sont réalisées suivant la méthodologie prescrite au chapitre 4, et les résultats obtenus comparés avec la valeur caractéristique  $k_2A/L$  présumée du défaut de scellement en place. Chaque essai s'est déroulé sur le site de Sorel sur une journée de travail.

### 7.4.1 Essais sur le forage *F1*

#### ➤ Essai *F1* – 06/11/03

Cet essai, au cours duquel quatre paliers de pompage décroissants ont été réalisés, a duré un peu plus de 8 heures. Les charges hydrauliques  $h_1 = 3.070$  m et  $h_3 = 2.903$  m ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 3.265$  m a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de 0.555 m. La figure 7.8 montre les différents paliers de pompage réalisés.

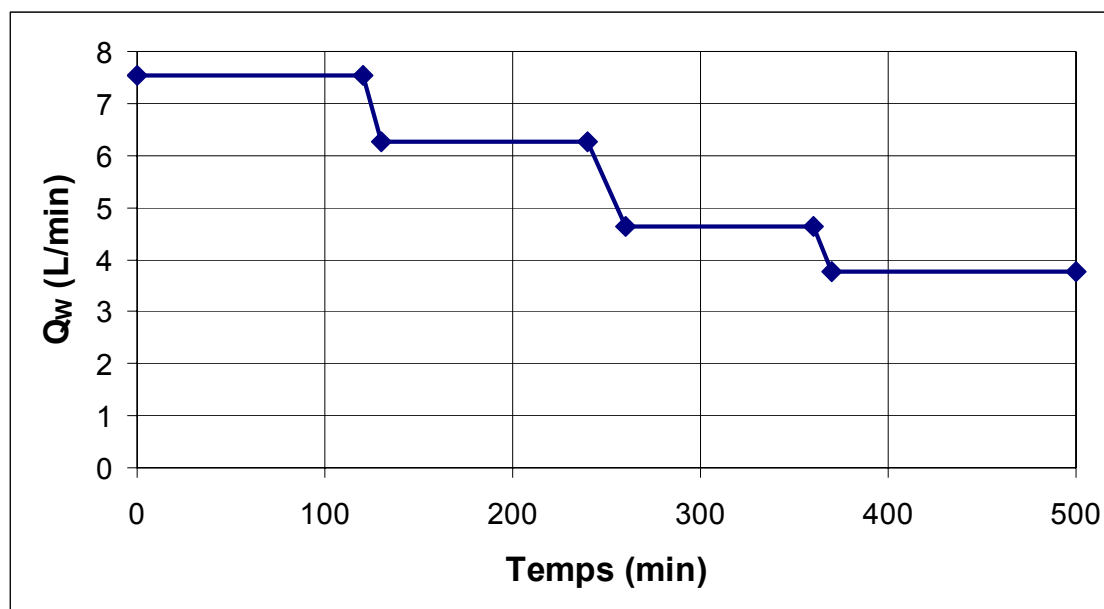


Figure 7.8 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai *F1* – 06/11/03.

Lors du premier palier de pompage qui a duré 2 heures, le régime permanent a été obtenu au bout de 1 heure 40 minutes (Figure 7.9). Les trois séries de pompage suivantes se sont déroulées sur des périodes d'environ 2 heures chacune. Ainsi, les paliers suivant le premier palier de pompage se sont déroulés sur une longue période permettant d'effectuer de nombreux échantillonnages afin de s'assurer que pour chaque

palier de pompage la concentration  $C_S$  mesurée reste constante. La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 184.5$  ppm.

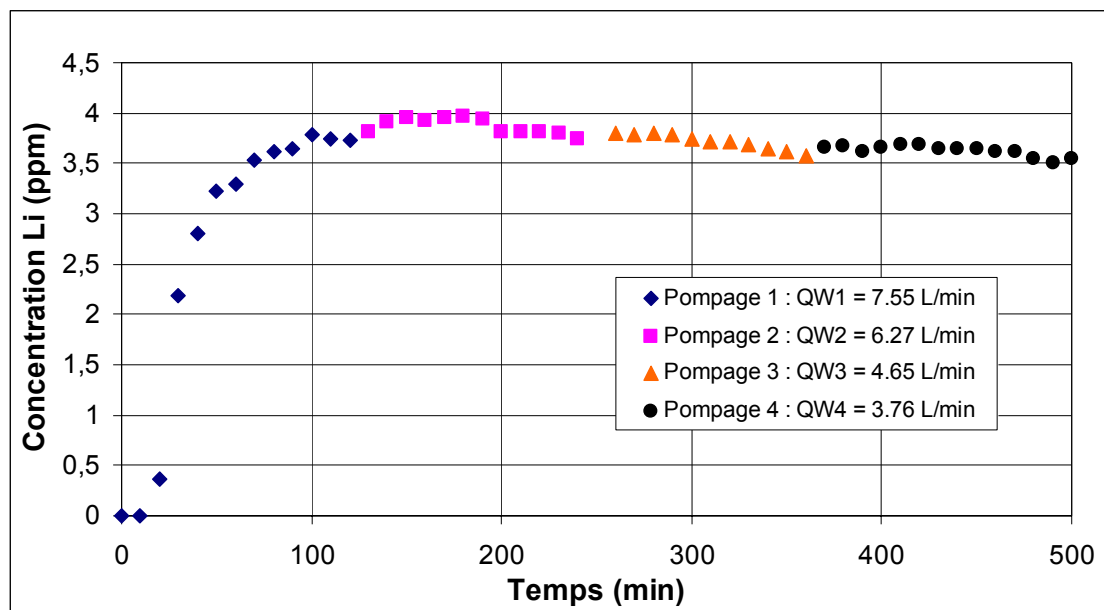


Figure 7.9 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_S$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai *F1 – 06/11/03*.

La figure 7.9 montre que non seulement pour chaque palier la concentration mesurée  $C_S$  reste pratiquement constante, mais aussi que la concentration  $C_S$  obtenue pour tous les paliers est pratiquement la même. En effet, elle ne semble pas varier significativement avec l'intensité  $Q_W$  des pompes. Cette observation implique ainsi d'après l'équation de dilution (Équation 4.3) que le débit de fuite  $q_f$  est proportionnel au débit de pompage  $Q_W$ . La cause de cette remarque sera discutée par la suite.

Les résultats obtenus des mesures effectuées lors de l'essai sont donnés dans le tableau 7.3.



Tableau 7.3 : Résultats obtenus pour l'essai *F1 – 06/11/03*.

	Débit de pompe		Mesures expérimentales		Calcul de $q_f$ avec Éq. 4.3 ( $C_0 = 184,5$ ppm)
	$Q_w$ (L/min)	$Q_w$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\Delta h_w$ (cm)	$C_s$ moyenne (ppm)	$q_f$ (cm <sup>3</sup> /s)
<b>Pompage 1</b>	7,548	125,8	191	3,75	2,56
<b>Pompage 2</b>	6,270	104,5	164	3,88	2,20
<b>Pompage 3</b>	4,650	77,5	130	3,65	1,53
<b>Pompage 4</b>	3,756	62,6	107	3,57	1,21

Le calcul du débit de fuite avec l'équation 4.3 montre que celui-ci représente environ 2 % du débit de pompage (Tableau 7.3 et Figure 7.11).

La figure 7.10 représentant  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  permet de déterminer le terme  $k_2A/L$  (Équation 4.5) caractérisant le défaut de scellement. Un forçage en (0,0) est réalisé pour la régression pour les raisons évoquées précédemment au chapitre 5.

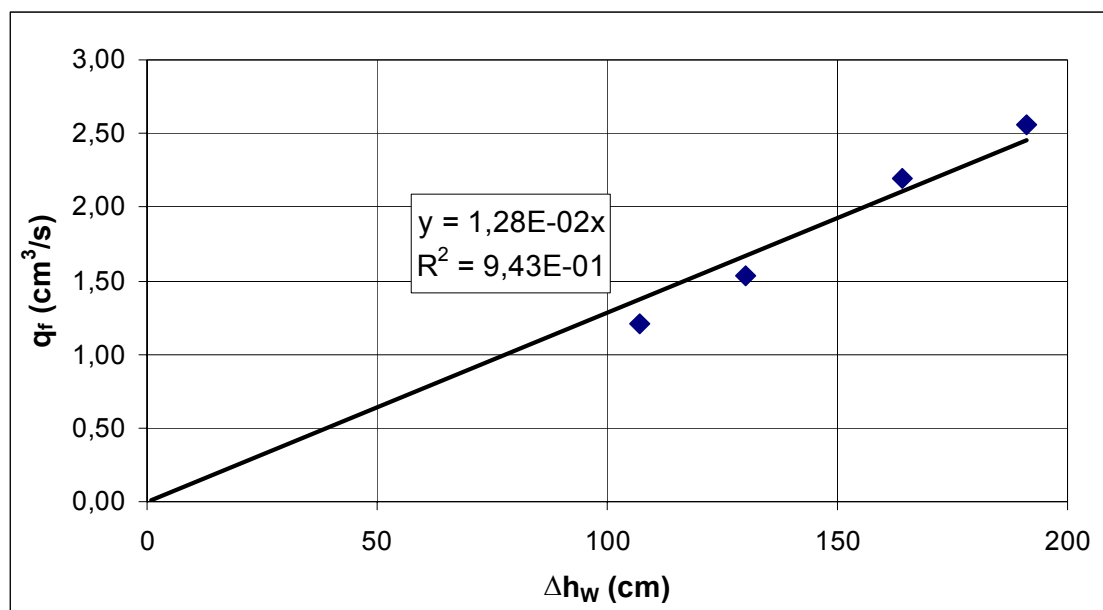


Figure 7.10 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai *F1 – 06/11/03* (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La valeur de  $k_2A/L$  ainsi déterminée par cet essai est de  $1.28 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s. Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1.23 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s déterminée lors de la mise en place du

défaut de scellement dans le forage *FI*. On remarque que l'écart entre ces deux valeurs est très faible ce qui appuie ici la validité de la méthode proposée avec le respect des hypothèses émises.

La figure 7.11 présente le tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  afin de vérifier la proportionnalité entre le débit de fuite et le débit de pompage observée à partir de la figure 7.9.

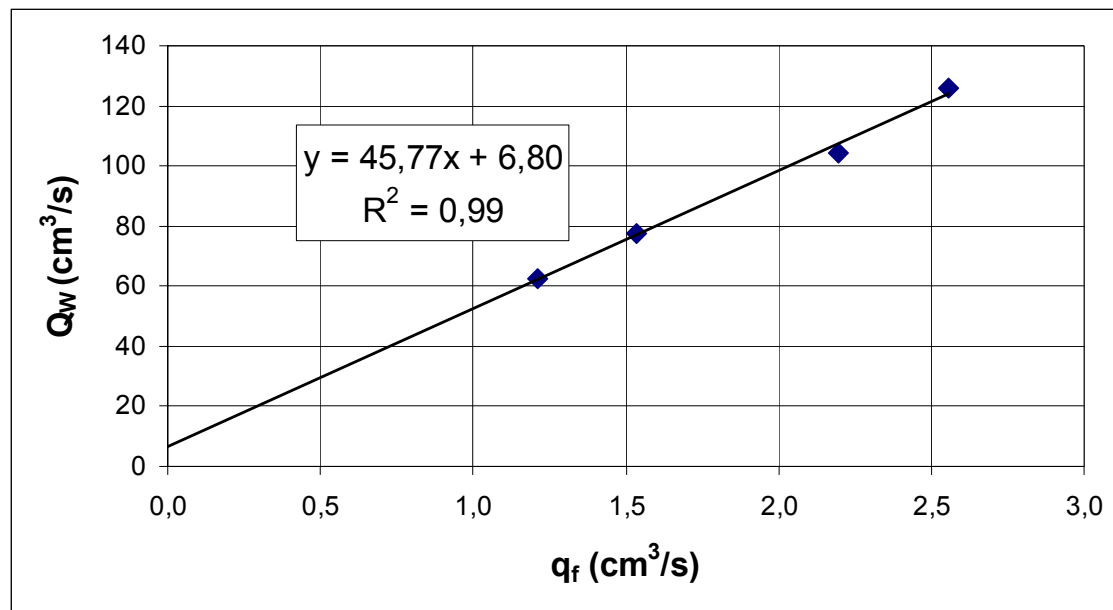


Figure 7.11 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai *FI* – 06/11/03.

La figure 7.11 montre que l'ordonnée à l'origine est faible. En théorie, comme il l'a été mentionné précédemment, si la concentration  $C_s$  reste constante au cours de l'essai, alors le débit de fuite est proportionnel au débit de pompage, ce qui implique une ordonnée à l'origine nulle. En supposant que la valeur faible de l'ordonnée à l'origine soit liée aux incertitudes expérimentales, et que cette valeur doit avoisiner zéro, l'équation 4.14 définie au chapitre 4 s'applique. D'après l'équation 4.9, la pente  $\alpha$  est non nulle et l'ordonnée à l'origine  $\beta$  est voisine de zéro. Or, d'après les interprétations données à la partie 4.3.2, si le coefficient  $\beta$  valant  $\lambda(h_r - h_{wh})$  est voisin de la valeur zéro,

cela signifie que les valeurs de  $h_r$  (charge hydraulique à la frontière de recharge de l'aquifère 3) et  $h_{wh}$  sont proches, révélant ainsi l'existence d'une relation hydraulique entre les aquifères 1 et 3. Il convient de rappeler qu'il a été vérifié numériquement au chapitre 5 que lorsqu'il est imposé  $h_r = h_{wh}$ , alors la concentration  $C_S$  reste constante et ne varie pas avec la valeur de  $Q_w$ . Si une mise en relation des aquifères existe, elle trouve très vraisemblablement son origine dans la discontinuité de l'aquitard observée par des relevés géophysiques et les carottages effectués par Dallaire (2004). Cette observation est intéressante, il faudra voir si elle peut être reproduite dans les autres essais pour le forage *F1*, mais aussi pour ceux du forage *F2*. Il convient également de signaler que cette observation ne doit pas affecter les résultats obtenus par l'application de la méthode des pompages par paliers successifs. En effet, il avait été préalablement vérifié avant les forages que l'aquitard était présent à proximité de ceux-ci sur une surface suffisamment importante (environ 40 m sur 40 m) de manière à ce que les hypothèses pour l'application de la méthode restent vérifiées.

➤ **Essai *F1* – 26/11/03**

Cet essai, au cours duquel cinq paliers de pompage décroissants ont été réalisés, a duré 8 heures. Les charges hydrauliques  $h_1 = 2.945$  m et  $h_3 = 2.920$  m ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 2.950$  m a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de 0.005 m.

La figure 7.12 montre les différents paliers de pompage réalisés.

Au cours de cet essai, la première étape de pompage a été longue (plus de 6 heures), et la durée des étapes suivantes a été plus courte (environ 15 minutes par paliers) que celle de l'essai précédent. En effet, étant donné que pour cet essai la surcharge hydraulique d'injection est moins importante, il peut être supposé que le régime permanent est plus long à atteindre. La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 124.5$  ppm.

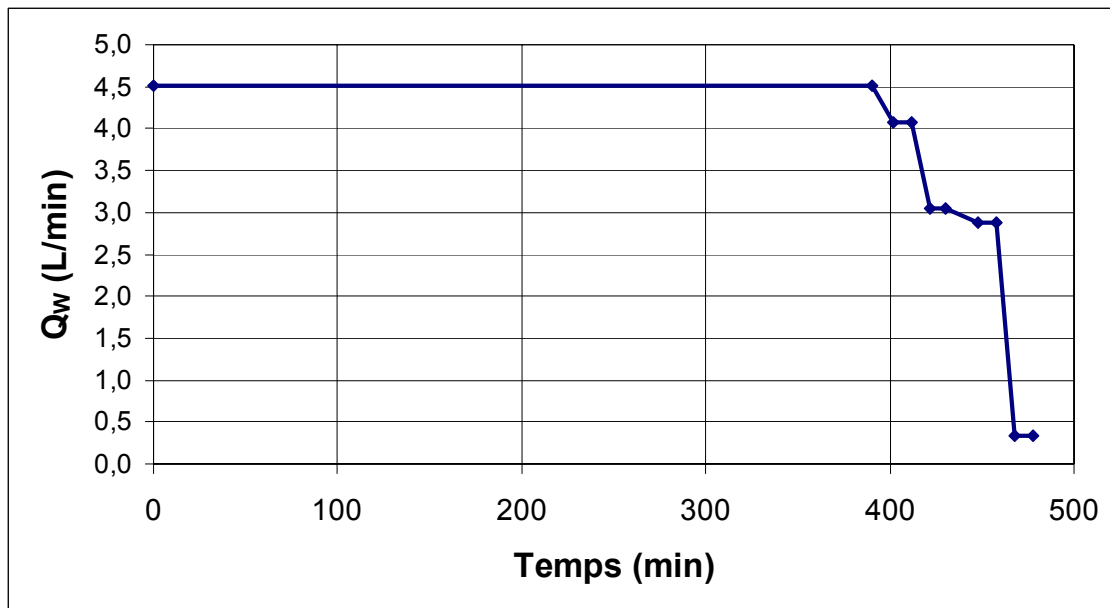


Figure 7.12 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai *F1 – 26/11/03*.

L'évolution de la concentration recueillie en sortie de pompage au cours de l'essai est donnée sur la figure 7.13. Le régime permanent est obtenu après environ 150 minutes de pompage lors du premier palier. Il peut être remarqué pour les paliers suivants que la concentration  $C_S$  mesurée augmente légèrement avec la diminution des débits de pompage. Cette variation est cependant très faible, et comme pour l'essai précédent, il peut être considéré que  $C_S$  reste pratiquement constante. Le tableau 7.4, donnant l'ensemble des résultats obtenus, le confirme.

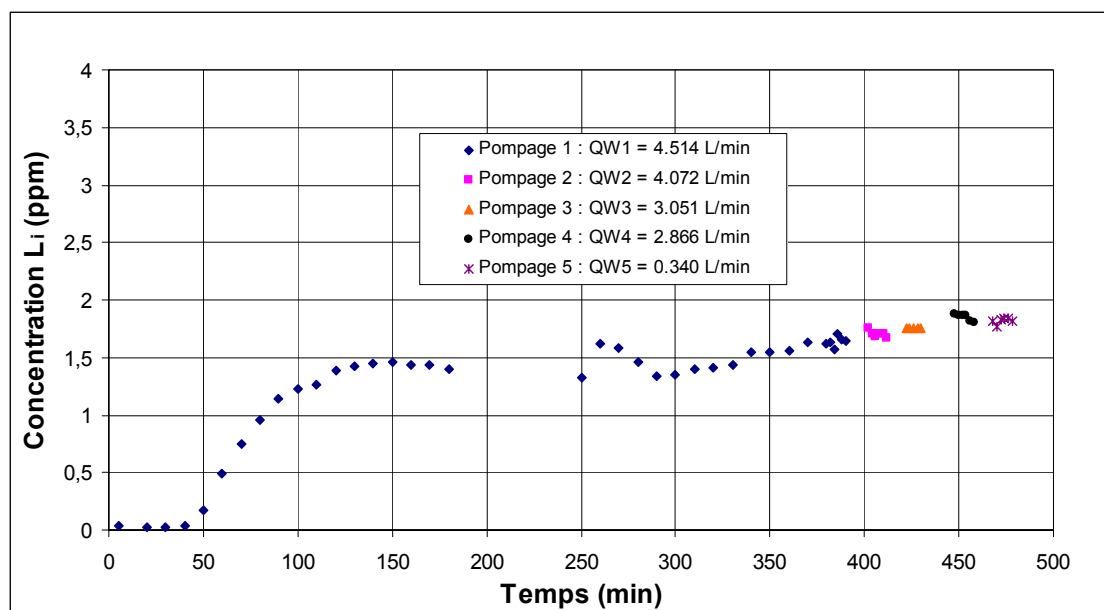


Figure 7.13 : Évolution des concentrations en sortie de pompe ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai *F1 – 26/11/03*.

Tableau 7.4 : Résultats obtenus pour l'essai *F1 – 26/11/03*.

	Débit de pompe		Mesures expérimentales		Calcul de $q_f$ avec éq. 4.3 ( $C_0 = 124,5 \text{ ppm}$ )
	$Q_w$ (L/min)	$Q_w$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$\Delta h_w$ (cm)	$C_s$ moyenne (ppm)	$q_f$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
<b>Pompage 1</b>	4,514	75,23	111,1	1,64	0,99
<b>Pompage 2</b>	4,082	68,04	97,3	1,707	0,93
<b>Pompage 3</b>	3,051	50,85	76,3	1,756	0,72
<b>Pompage 4</b>	2,880	48	66,6	1,845	0,71
<b>Pompage 5</b>	0,340	5,67	11,7	1,817	0,08

La figure 7.14 montre que la valeur obtenue de  $k_2A/L$  est de  $9.44 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1.23 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  déterminée lors de la mise en place du défaut de scellement dans le forage *F1*. On remarque que l'écart entre ces deux valeurs est cette fois-ci plus important que celui déterminé pour l'essai précédent.

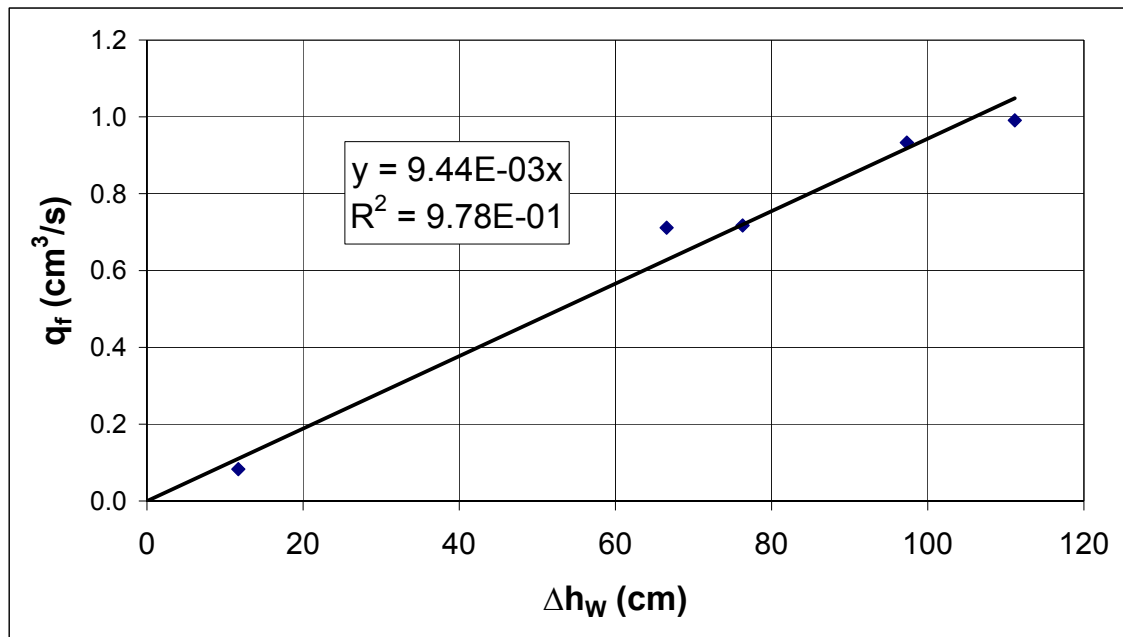


Figure 7.14 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F1 - 26/11/03$  (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La figure 7.15 montre que le coefficient  $\beta$  est voisin de zéro ( $-1.85 \text{ cm}^3/\text{s}$ ), ce qui permettrait d'après la théorie de confirmer l'existence d'une connexion hydraulique entre les aquifères autre que le défaut de scellement, au niveau de discontinuités de l'aquitard (éloignées du forage cependant) puisque les résultats obtenus par la méthode sont relativement conformes aux conditions de mise en place du défaut de scellement artificiel.

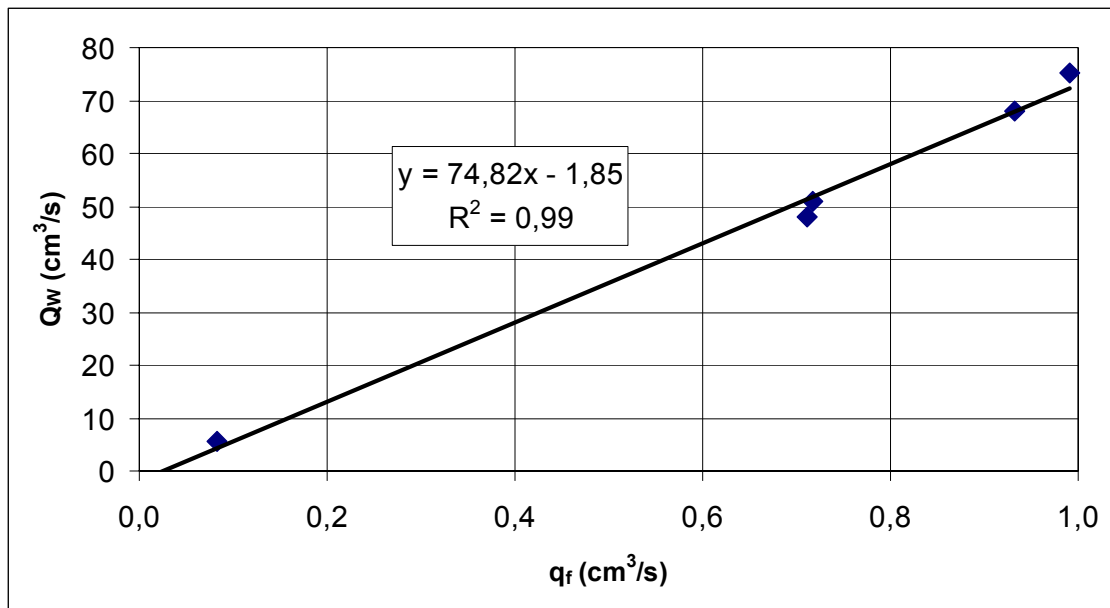


Figure 7.15 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai *F1* – 26/11/03.

➤ **Essai *F1* – 19/05/04**

Cet essai, au cours duquel sept paliers de pompage décroissants, puis deux paliers croissants, ont été réalisés a duré 7 heures 30 minutes. Les charges hydrauliques  $h_1 = 2.732$  m et  $h_3 = 2.755$  m ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 2.823$  m a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de 0.091 m. La figure 7.16 montre les différents paliers de pompage réalisés. Le premier palier de pompage pour l'obtention du régime permanent a duré un peu plus de 200 minutes. Les autres paliers de pompage ont duré environ 20 minutes. La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 114.5$  ppm.

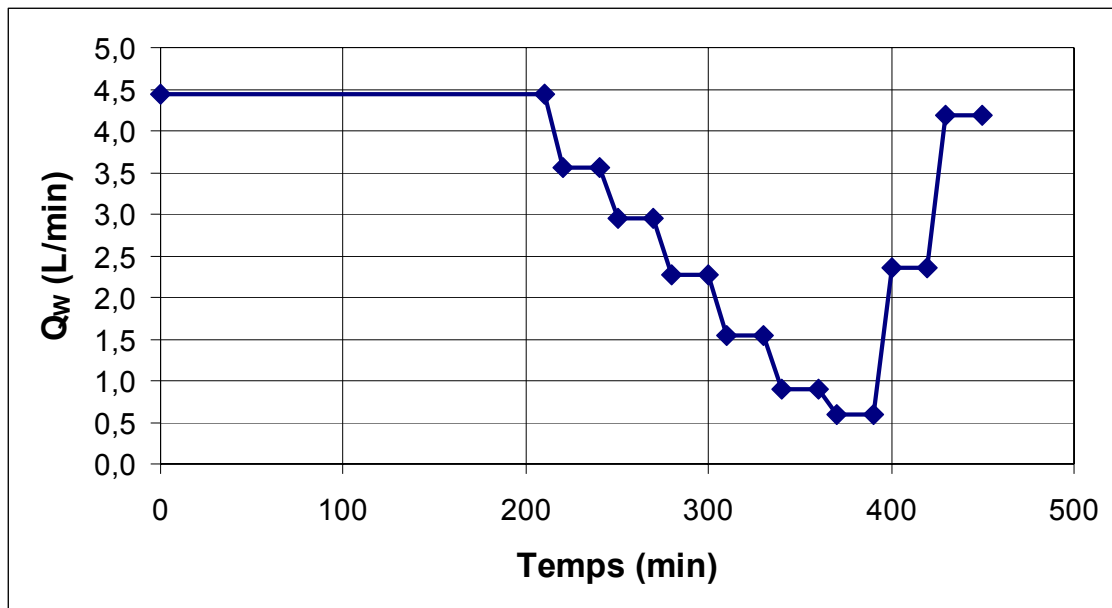


Figure 7.16 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai *F1 – 19/05/04*.

Durant l'essai, lors des deux derniers paliers de pompage, le débit a été augmenté, la figure 7.17 montre cependant qu'aucune influence significative n'est observée sur le comportement des concentrations  $C_S$ .

Une fois encore les concentrations  $C_S$  restent pratiquement constantes au cours des différents paliers de pompage effectués indiquant que le débit de fuite est proportionnel au débit de pompage.



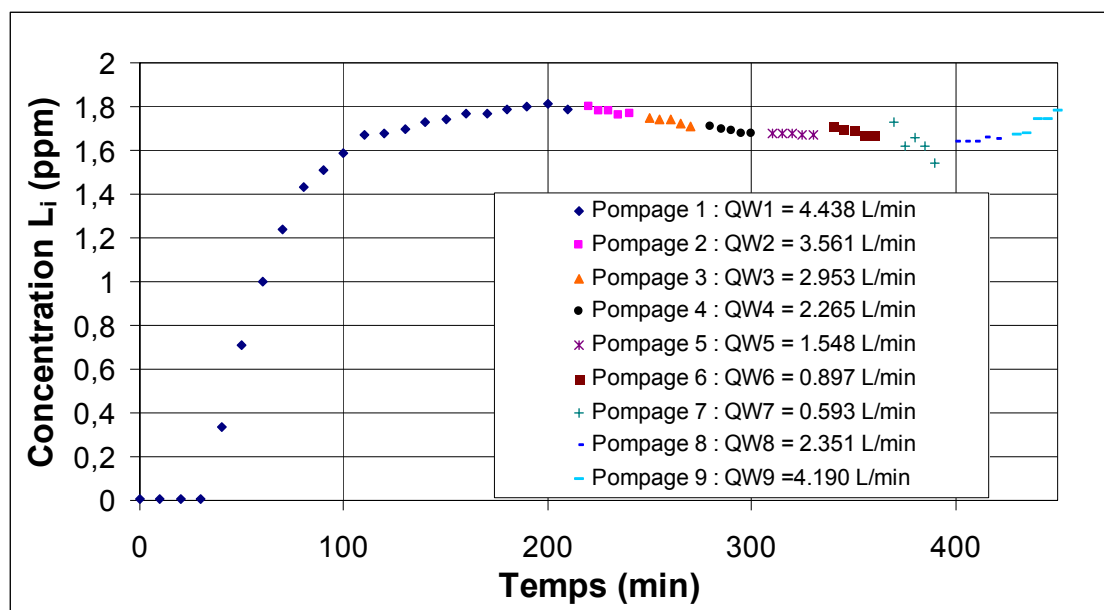


Figure 7.17 : Évolution des concentrations en sortie de pompe ( $C_s$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai *F1 - 19/05/04*.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 7.5.

Tableau 7.5 : Résultats obtenus pour l'essai *F1 - 19/05/04*.

	Débit de pompe		Mesures expérimentales		Calcul de $q_f$ avec éq. 4.3 ( $C_0 = 114,5 \text{ ppm}$ )
	$Q_w$ (L/min)	$Q_w$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$\Delta h_w$ (cm)	$C_s$ moyenne (ppm)	$q_f$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
Pompage 1	4,438	74,0	125,9	1,800	1,16
Pompage 2	3,561	59,4	106,8	1,780	0,92
Pompage 3	2,953	49,2	91,2	1,732	0,74
Pompage 4	2,265	37,8	73,1	1,692	0,56
Pompage 5	1,548	25,8	54,0	1,676	0,38
Pompage 6	0,897	15,0	36,3	1,688	0,22
Pompage 7	0,593	9,9	29,1	1,634	0,14
Pompage 8	2,351	39,2	76,2	1,646	0,56
Pompage 9	4,190	69,8	128,3	1,720	1,05

De la figure 7.18, est tirée une valeur de  $k_2A/L$  de  $8,26 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1,23 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  déterminée lors de la mise en place du

défaut de scellement dans le forage *F1*. On remarque que l'écart entre ces deux valeurs est plus important que celui obtenu pour les deux autres essais.

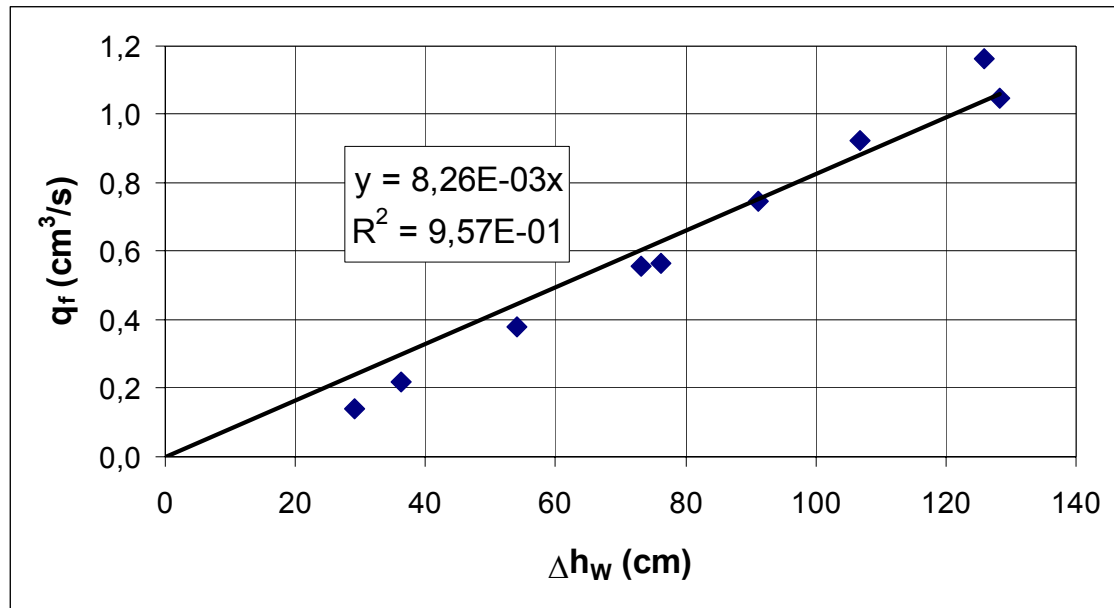


Figure 7.18 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai *F1* – 19/05/04 (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La figure 7.19 montre que la valeur de  $\beta$  est proche de zéro (1.69 cm<sup>3</sup>/s) comme pour les autres essais.

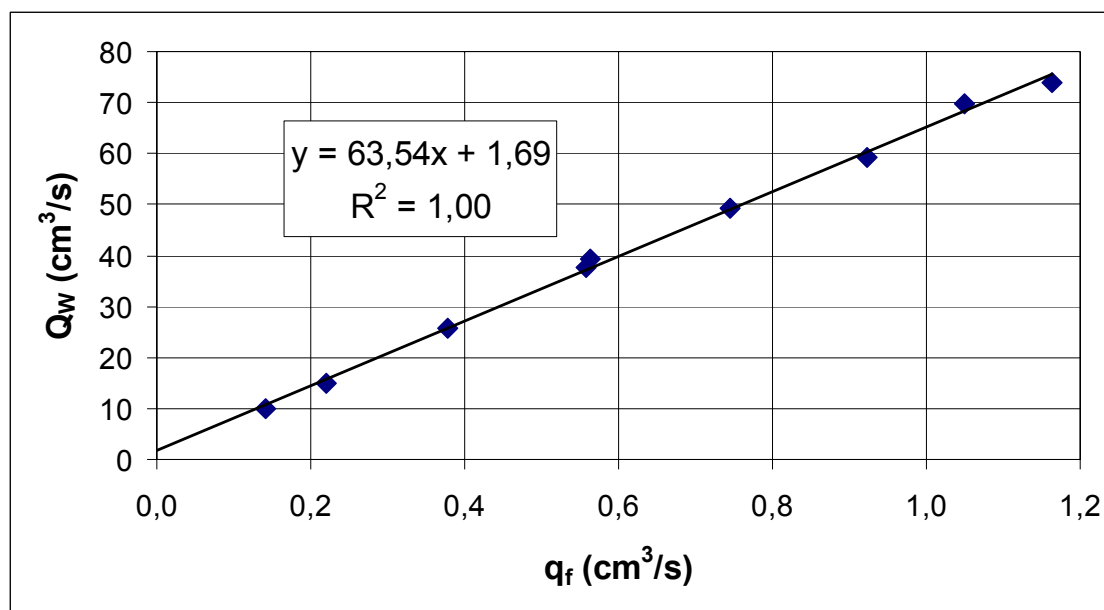


Figure 7.19 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai  $FI - 19/05/04$ .

➤ **Récapitulation des résultats obtenus et validation de la méthode de caractérisation**

Les résultats finaux obtenus pour les trois essais effectués sur le forage  $FI$  sont compilés dans le tableau 7.6. Ainsi, un des essais, le premier, donne une valeur très proche de la valeur de  $k_2A/L$  présumée. En revanche, pour les deux autres essais, l'écart est plus important. Il peut cependant être conclu que ces écarts restent acceptables compte tenu des incertitudes des prises de mesures sur le terrain engendrée par un grand nombre de facteurs non contrôlables. Il peut s'agir de colmatages progressifs du défaut de scellement avec le temps, d'écarts de température de l'eau au moment des essais (variations de la viscosité de l'eau, donc de la conductivité hydraulique), ou encore de conditions de recharge différentes.

Tableau 7.6 : Récapitulation des résultats obtenus pour les essais sur le forage *F1*.

Essai	$k_2A/L$ (cm <sup>2</sup> /s) déterminé par la méthode	Écart à la valeur mesurée (%)
<i>F1 – 06/11/03</i>	$1.28 \times 10^{-2}$	3.9
<i>F1 – 26/11/03</i>	$9.44 \times 10^{-3}$	23.3
<i>F1 – 19/05/04</i>	$8.26 \times 10^{-3}$	32.8
<i>Moyenne :</i>	$1.02 \times 10^{-2}$	17.1

Enfin, il convient de signaler qu'une comparaison des valeurs des résultats expérimentaux pour les différents essais ne peut pas être faite compte tenu des conditions de recharge des aquifères qui diffèrent selon la situation. C'est pourquoi, chaque essai doit être interprété au cas par cas par la méthode. C'est ainsi que dans le paragraphe qui suit, qui traite des essais sur le forage *F2*, chaque essai est décrit indépendamment des autres.

#### 7.4.2 Essais sur le forage *F2*

##### ➤ Essai *F2 – 11/11/03*

Cet essai, au cours duquel cinq paliers de pompage décroissants, puis un palier croissant suivi à nouveau de deux paliers décroissants ont été réalisés, a duré 7 heures 30 minutes. Les charges hydrauliques  $h_1 = 2.820$  m et  $h_3 = 2.810$  m ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 2.829$  m a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de 0.009 m. La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 150.5$  ppm. La figure 7.20 montre les différents paliers de pompage réalisés.

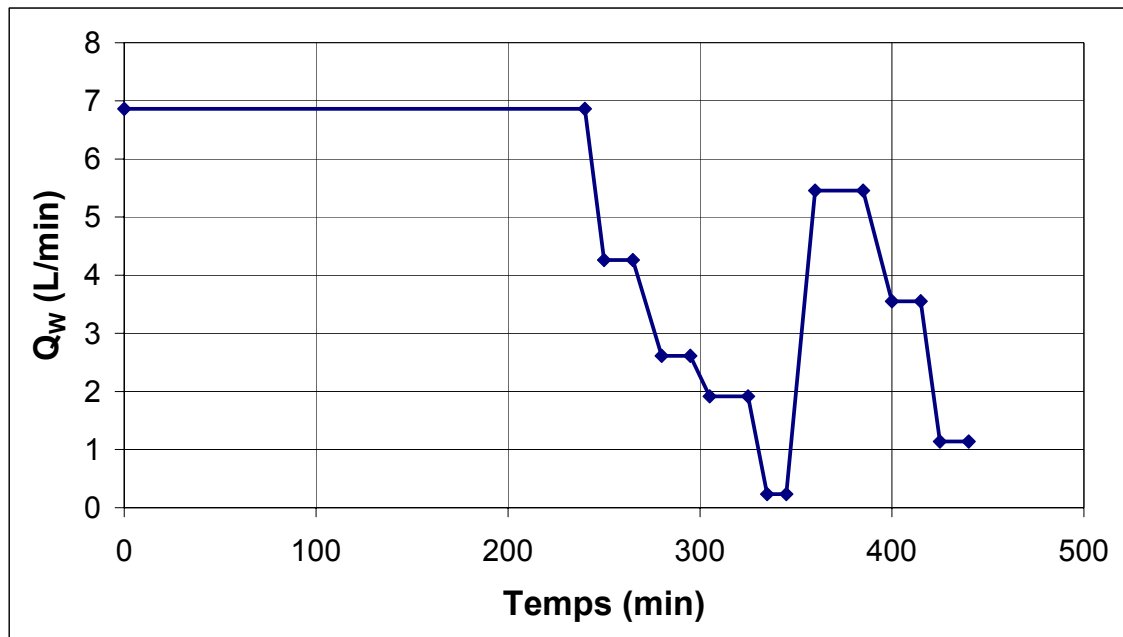


Figure 7.20 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai *F2* – 11/11/03.

La figure 7.21 montre lors du premier palier de pompage une certaine variabilité pour les valeurs de  $C_S$  obtenues, et l'obtention du régime permanent n'est pas évidente. Une stabilisation est cependant obtenue au bout de 250 minutes. Pour ce premier essai sur le forage *F2*, on remarque ainsi, comme pour les essais sur *F1*, que la valeur de  $C_S$  ne semble pas dépendre du débit de pompage, ce qui implique que le débit de fuite est proportionnel au débit de pompage.

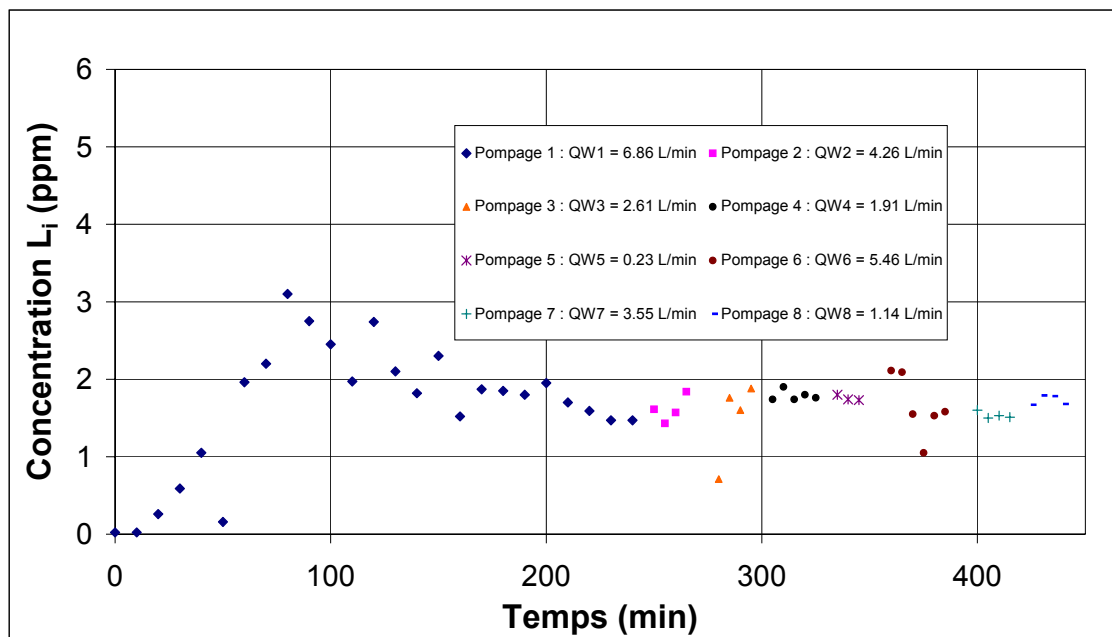


Figure 7.21 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_S$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai  $F2 - 11/11/03$ .

Le tableau 7.7 confirme pour chaque palier de pompage que la moyenne des valeurs  $C_S$  obtenues varie peu avec le débit de pompage.

Tableau 7.7 : Résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 11/11/03$ .

	Débit de pompage		Mesures expérimentales		Calcul de $q_f$ avec éq. 4.3 ( $C_0 = 150,5 \text{ ppm}$ )
	$Q_w$ (L/min)	$Q_w$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$\Delta h_w$ (cm)	$C_S$ moyenne (ppm)	$q_f$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
Pompage 1	6.863	114.4	166.8	1.470	1.12
Pompage 2	4.261	71.0	107.8	1.613	0.76
Pompage 3	2.612	43.5	68.4	1.747	0.51
Pompage 4	1.915	31.9	50.4	1.788	0.38
Pompage 5	0.235	3.9	9.8	1.757	0.05
Pompage 6	5.456	90.9	130.5	1.555	0.94
Pompage 7	3.553	59.2	86.8	1.535	0.60
Pompage 8	1.139	19.0	29.9	1.730	0.22

La figure 7.22 représentant  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$  permet de déterminer  $k_2A/L$  (Équation 4.5).

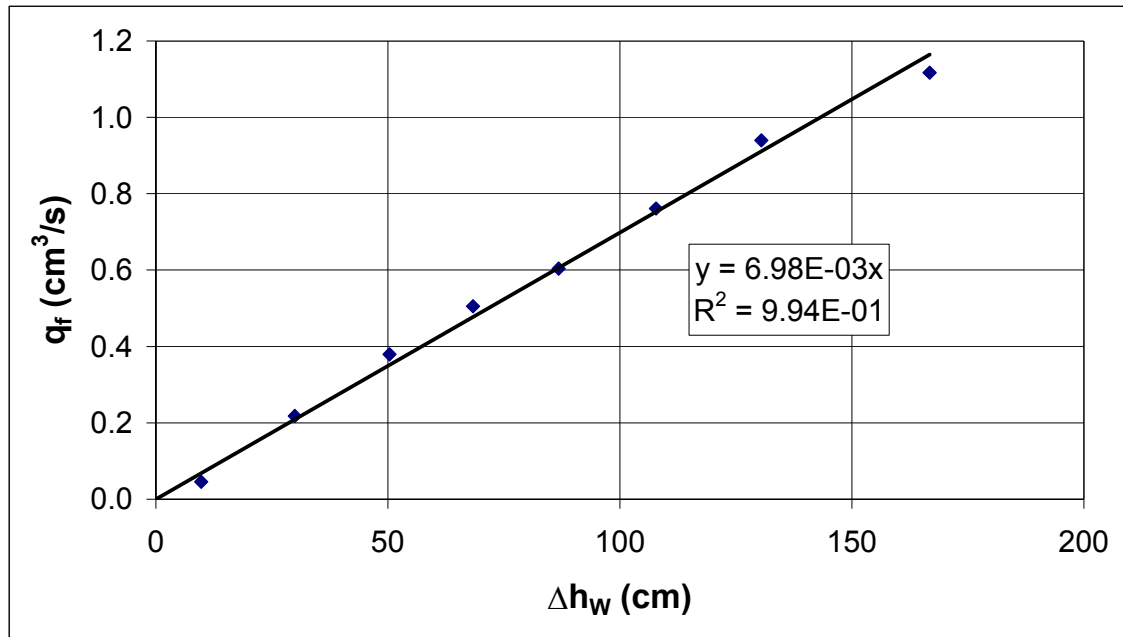


Figure 7.22 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 11/11/03$  (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La valeur de  $k_2A/L$  ainsi déterminée par cet essai est de  $6.98 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1.03 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s déterminée lors de la mise en place du défaut de scellement dans le forage  $F2$ . On remarque que l'écart entre ces deux valeurs est de 32.2 %

La figure 7.23 présente le tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  afin de vérifier la proportionnalité entre le débit de fuite et le débit de pompage.

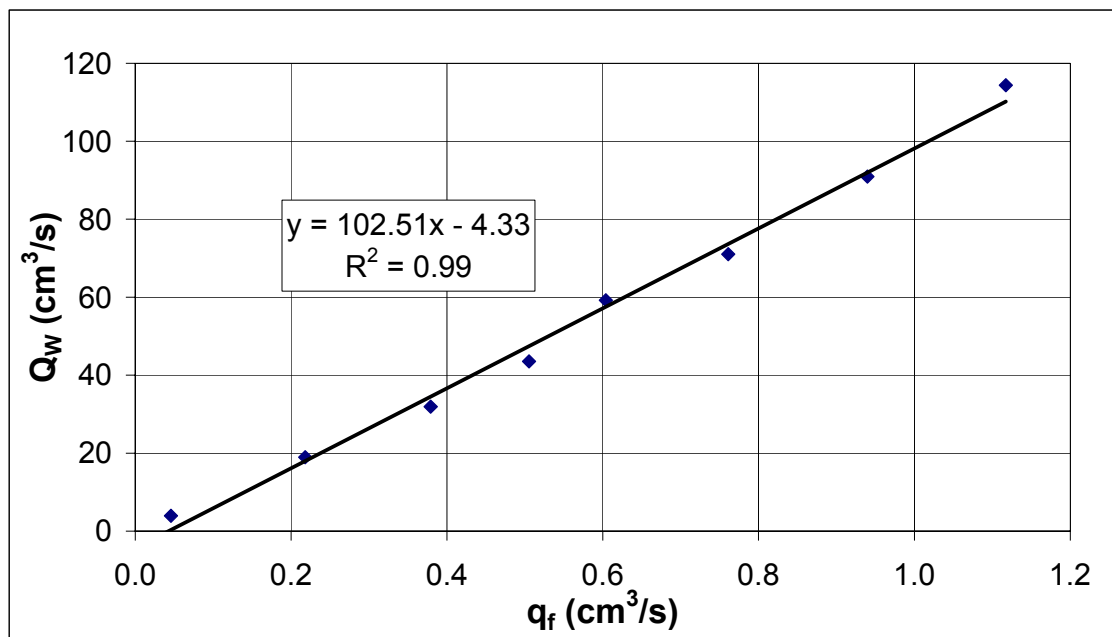


Figure 7.23 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 11/11/03$ .

Il est à remarquer que dans le cas de  $F2$ , la valeur de  $\beta$  est également proche de zéro ( $-4.33 \text{ cm}^3/\text{s}$ ), indiquant ainsi des connexions entre les frontières de recharge des aquifères.

➤ **Essai  $F2 - 17/05/04$**

Cet essai, au cours duquel six paliers de pompage décroissants ont été réalisés, a duré 6 heures 45 minutes. Les charges hydrauliques  $h_1 = 2.480 \text{ m}$  et  $h_3 = 2.476 \text{ m}$  ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 2.492 \text{ m}$  a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de  $0.012 \text{ m}$ . La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 116.6 \text{ ppm}$ . La figure 7.24 montre les différents paliers de pompage réalisés.



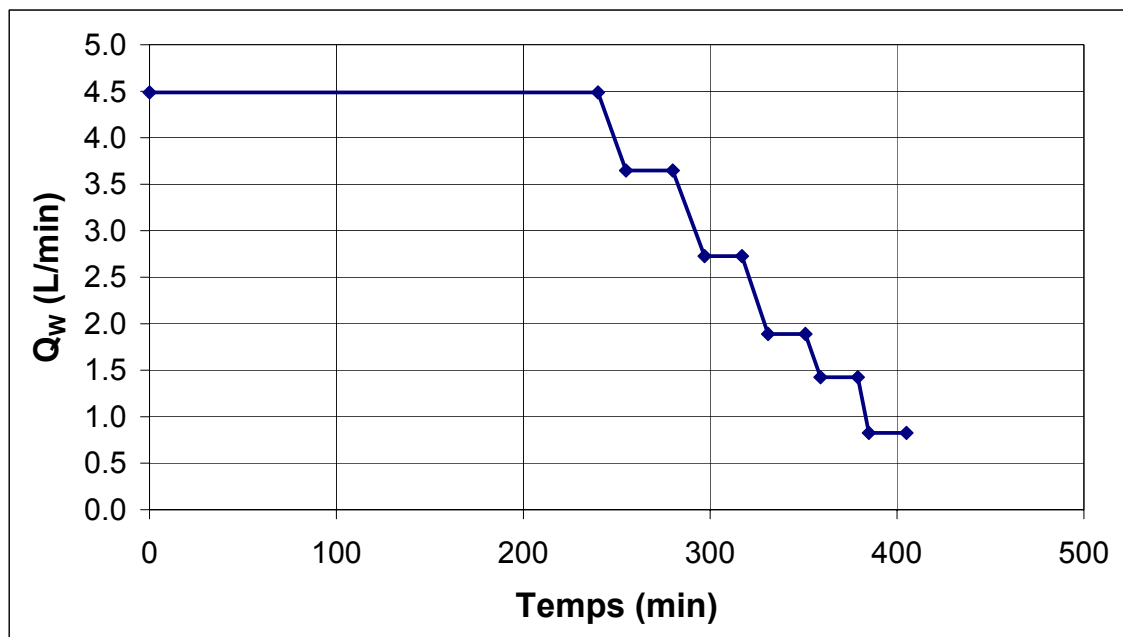


Figure 7.24 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai  $F2 - 17/05/04$ .

La figure 7.25 montre que le régime permanent est obtenu après environ 150 minutes de pompage. Là encore, il n'est pratiquement pas observé par la suite de variation de la concentration  $C_S$  en fonction des paliers de pompage réalisés. Le tableau 7.8 donne les résultats obtenus.

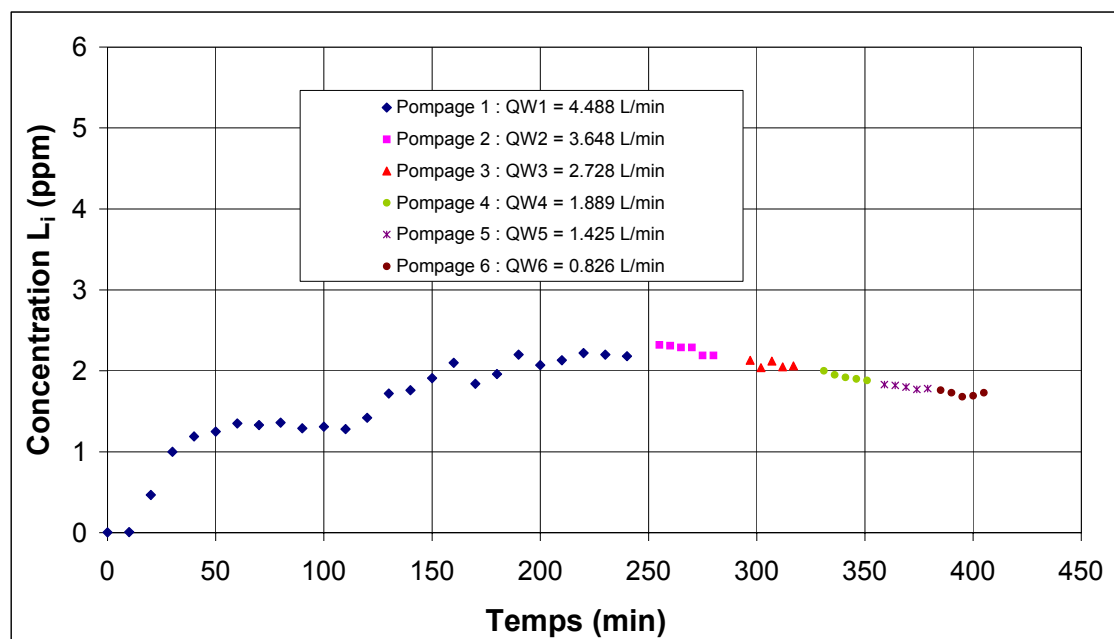


Figure 7.25 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_S$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai  $F2 - 17/05/04$ .

Tableau 7.8 : Résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 17/05/04$ .

	Débit de pompage		Mesures expérimentales		Calcul de $q_f$ avec éq. 4.3 ( $C_0 = 116,6$ ppm)
	$Q_W$ (L/min)	$Q_W$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$\Delta h_W$ (cm)	$C_S$ moyenne (ppm)	$q_f$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
<b>Pompage 1</b>	4.488	74.80	121.6	2.200	1.41
<b>Pompage 2</b>	3.648	60.80	102.3	2.265	1.18
<b>Pompage 3</b>	2.728	45.47	79.2	2.080	0.81
<b>Pompage 4</b>	1.889	31.48	56.2	1.930	0.52
<b>Pompage 5</b>	1.425	23.75	44.8	1.800	0.37
<b>Pompage 6</b>	0.826	13.77	28.7	1.718	0.20

La figure 7.26 permet d'extraire une valeur de  $k_2A/L$  de  $1.09 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1.03 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  déterminée lors de la mise en place du défaut de scellement dans le forage  $F2$ . L'écart entre ces deux valeurs est donc très faible.

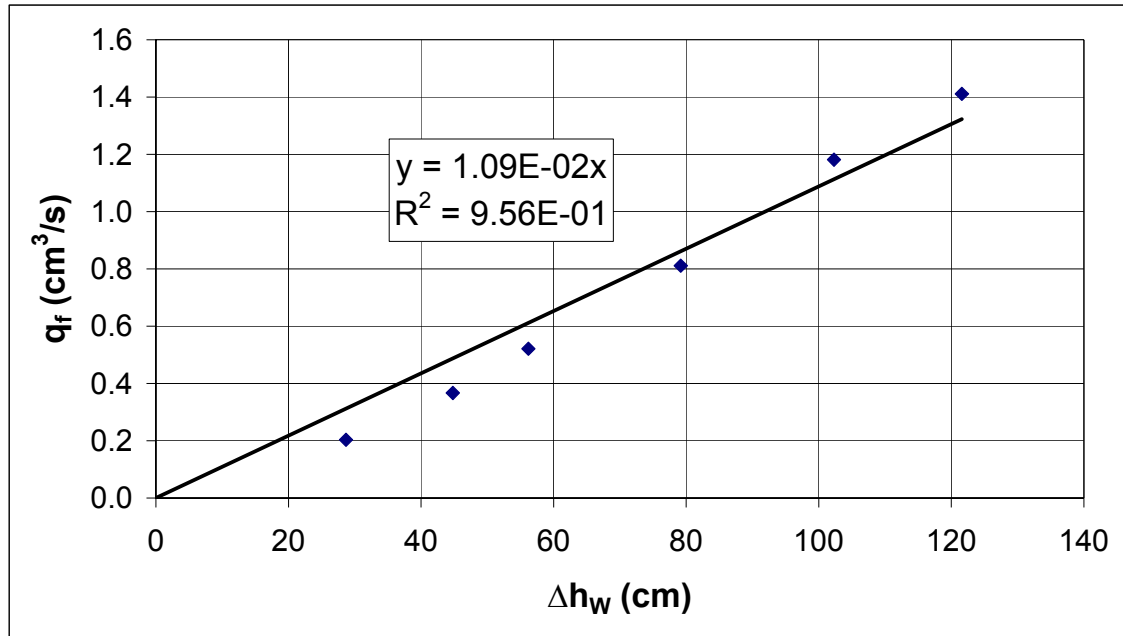


Figure 7.26 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 17/05/04$  (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La figure 7.27 montre que la valeur de  $\beta$  obtenue est encore proche de zéro (5.18 cm<sup>3</sup>/s).

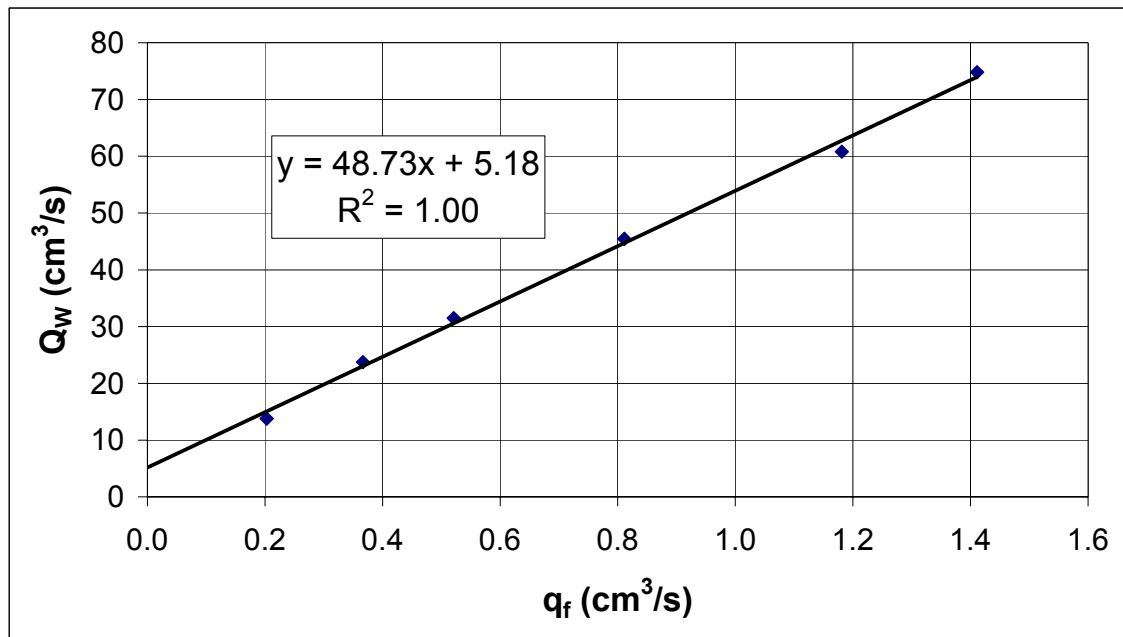


Figure 7.27 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai F2 – 17/05/04.

➤ **Essai F2 – 26/05/04**

Cet essai, au cours duquel cinq paliers de pompage alternativement décroissants et croissants, ont été réalisés a duré 7 heures. Les charges hydrauliques  $h_1 = 3.246$  m et  $h_3 = 3.155$  m ont été relevées avant le début de l'essai. Pour la réalisation de l'injection, la charge hydraulique  $h_{wh} = 3.302$  m a été maintenue constante pour toute la durée de l'essai. Ceci signifie qu'au début de l'essai la surcharge hydraulique imposée était de 0.056 m. La concentration d'injection durant l'essai a été maintenue constante à la valeur  $C_0 = 185$  ppm. La figure 7.28 montre les différents paliers de pompage réalisés.

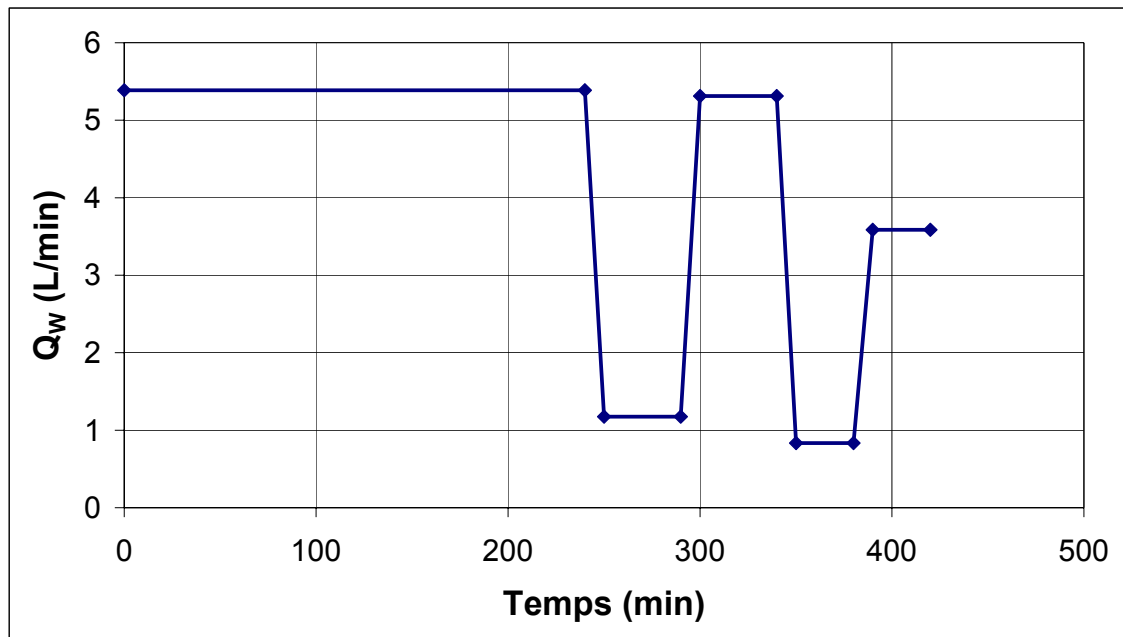


Figure 7.28 : Paliers de pompage réalisés lors de l'essai *F2 – 26/05/04*.

La figure 7.29 montre que pour les paliers de pompes 2 à 5, la concentration  $C_S$  réagit légèrement aux changements du débit de pompage.

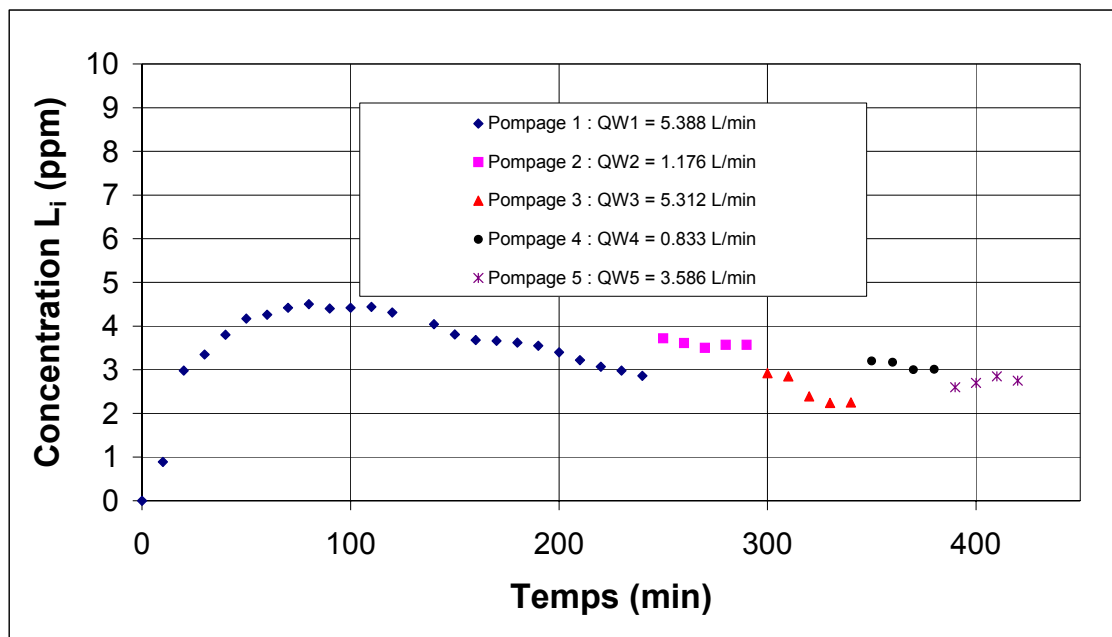


Figure 7.29 : Évolution des concentrations en sortie de pompage ( $C_S$ ) obtenues pour les différents paliers réalisés lors de l'essai  $F2 - 26/05/04$ .

Le tableau 7.9 donne les résultats obtenus.

Tableau 7.9 : Résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 26/05/04$ .

	<b>Débit de pompage</b>		<b>Mesures expérimentales</b>		<b>Calcul de <math>q_f</math> avec éq. 4.3</b>
	<b><math>Q_W</math> (L/min)</b>	<b><math>Q_W</math> (<math>\text{cm}^3/\text{s}</math>)</b>	<b><math>\Delta h_W</math> (cm)</b>	<b><math>C_S</math> moyenne (ppm)</b>	<b>(<math>C_0 = 185 \text{ ppm}</math>) <math>q_f</math> (<math>\text{cm}^3/\text{s}</math>)</b>
<b>Pompage 1</b>	5.388	89.80	156.6	3.628	1.76
<b>Pompage 2</b>	1.176	19.60	51.1	3.594	0.38
<b>Pompage 3</b>	5.312	88.53	156.7	2.293	1.10
<b>Pompage 4</b>	0.833	13.88	44.7	3.095	0.23
<b>Pompage 5</b>	3.586	59.77	113.3	2.725	0.88

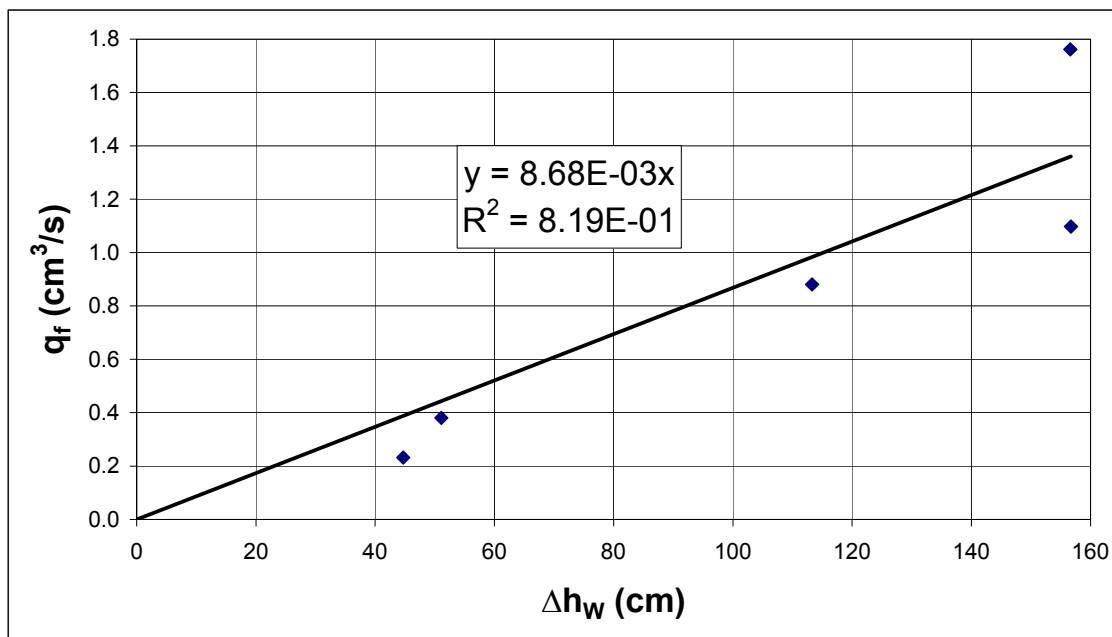


Figure 7.30 : Détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant le défaut de scellement à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F2 - 26/05/04$  (tracé de  $q_f$  vs.  $\Delta h_w$ ).

La figure 7.30 montre que la valeur obtenue de  $k_2A/L$  est  $8.63 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. Cette valeur est à comparer avec la valeur de  $1.03 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s déterminée lors de la mise en place du défaut de scellement dans le forage  $F2$ . L'écart entre ces deux valeurs est de 16.2 %.

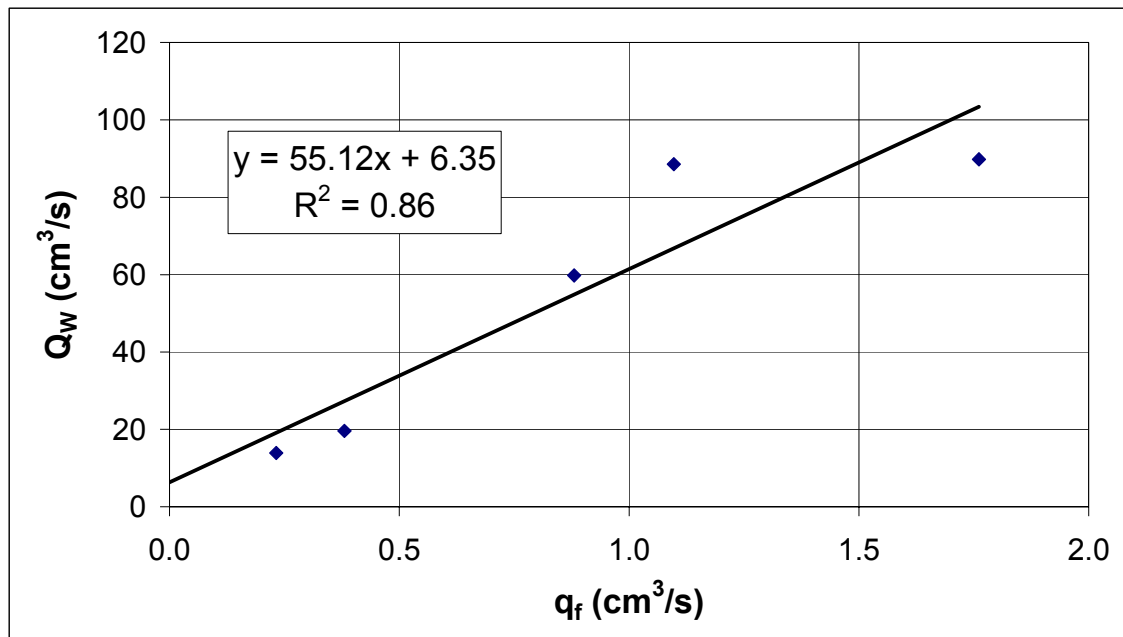


Figure 7.31 : Tracé de  $Q_w$  vs.  $q_f$  à partir des résultats obtenus pour l'essai  $F2$  – 26/05/04.

La figure 7.31 montre ici que l'alignement des points est moins bon que celui obtenu lors des essais précédents. La valeur de  $\beta$  reste faible (6.35 cm<sup>3</sup>/s).

➤ **Récapitulation des résultats obtenus et validation de la méthode de caractérisation**

Le tableau récapitulatif 7.10 des résultats obtenus pour  $F2$  permet de faire les mêmes remarques que celles émises pour le forage  $F1$  (Tableau 7.6). En effet, les écarts sur  $k_2A/L$  donnés par les différents essais sont semblables à ceux observés pour  $F1$ .



Tableau 7.10 : Récapitulation des résultats obtenus pour les essais sur le forage *F2*.

Essai	$k_2A/L$ (cm <sup>2</sup> /s) déterminé par la méthode	Écart à la valeur mesurée (%)
<i>F2 – 11/11/03</i>	$6.98 \times 10^{-3}$	32.2
<i>F2 – 17/05/04</i>	$1.09 \times 10^{-2}$	5.5
<i>F2 – 26/05/04</i>	$8.63 \times 10^{-3}$	16.2
<i>Moyenne :</i>	$1.06 \times 10^{-2}$	14.2

### 7.5 Conclusions

La méthode des pompages par paliers successifs pour la détection et la caractérisation de courts-circuits hydrauliques engendrés par un défaut de scellement de puits a été testée par plusieurs essais sur le terrain. Il a été observé que les résultats obtenus (suite au protocole d'application de la méthode) sont assez cohérents par rapport aux valeurs prédites de mise en place des défauts de scellement créés artificiellement dans les forages. Il convient également de rappeler que sur le terrain, les incertitudes sont plus importantes qu'au laboratoire et qu'il est plus difficile de connaître et de contrôler les paramètres d'un essai. Une bonne linéarité entre le débit de pompage et le débit de fuite calculé par la méthode a été observée pour tous les essais réalisés, ce qui est cohérent avec la théorie. Enfin, les travaux de terrain, outre la détermination du terme  $k_2A/L$  caractérisant les défauts de scellement, ont permis de confirmer l'existence de connexions pour la recharge des deux aquifères, celles-ci ayant été préalablement observées par l'équilibrage des charges hydrauliques entre les aquifères en phase finale de drainage suite à des précipitations.

## CHAPITRE 8

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le travail présenté a consisté à proposer une méthode applicable sur le terrain pour la détection et la caractérisation d'un défaut de scellement de puits engendrant un court-circuit hydraulique entre aquifères. Étant donné l'infinité des configurations de défauts de scellement possibles, il a fallu mettre au point une méthode qui puisse s'appliquer dans le cadre le plus général qui soit. En effet, les précédents travaux menés sur ce sujet ont proposé soit des méthodes trop qualitatives, ne permettant pas une évaluation chiffrée de l'importance d'un court-circuit hydraulique (Meiri, 1989), soit des protocoles de détection et d'évaluation envisageables, mais restreints à des hypothèses trop contraignantes (notamment sur la géométrie du défaut de scellement) rendant difficile une application sur le terrain (Chapuis et Sabourin, 1989, Chapuis et Chenaf, 1998). Les études géophysiques par diagraphies (Yesiller et al., 1997) permettent dans certains cas d'établir la détection d'un défaut de scellement, mais ne permettent pas de conclure à la présence d'un court-circuit hydraulique. De nombreuses autres études ont proposé des développements théoriques basés sur des principes mathématiques complexes et ayant trait à des cas particuliers (impliquant là encore des hypothèses contraignantes), sans proposer de possibilités de mises en pratique (Avci, 1992 et 1994 ; Nordbotten et al., 2004). Enfin, la quantification du débit de fuite lors d'un court-circuit hydraulique dû à un défaut de scellement avec une méthode de caractérisation in situ n'a jamais été envisagée dans un cadre général pour toutes situations de pompage dans un puits.

L'objectif ainsi défini fut d'établir une méthodologie qui permette par des essais (réalisation de pompages et injections de traceur) in situ non seulement de détecter un écoulement préférentiel entre aquifères engendré par un défaut de scellement, mais aussi de déterminer les propriétés du défaut de scellement pour pouvoir ensuite prédire le comportement de la fuite sous différentes conditions hydrauliques.

La méthode des pompages par paliers successifs avec injection de traceur non réactif utilise des équations fait appel à des équations très simples, tant dans leur écriture que dans l'utilisation des paramètres qu'elles intègrent (principe de conservation de la masse, loi de Darcy, et principe de conservation des quantités molaires d'un soluté). Mesures physiques et chimiques se complètent bien et permettent dans le respect des hypothèses définies de déterminer les inconnues par l'application in situ de la méthode. L'avantage de la méthode réside ainsi dans sa facilité d'application car les expressions analytiques sont réduites à leur plus grande simplicité et les moyens à mettre en œuvre sur le terrain pour sa réalisation sont relativement simples.

Il est possible de résumer comme suit les étapes à suivre en vue de la détection et de la caractérisation systématiques de l'existence d'un défaut de scellement de puits :

- 1- Installation d'un piézomètre dans l'aquifère supérieur pour prises de mesures chimiques (en vue de déterminer si un traceur naturel peut être considéré) et réalisation d'injection de traceur à la concentration  $C_0$  (dans le cas où un traceur naturel ne peut être utilisé).
- 2- Dans le puits installé dans l'aquifère inférieur, réalisation de pompages à différents paliers de débits pour lesquels les concentrations en traceur  $C_S$  sont déterminées et les différences de charge  $\Delta h_W$  entre le piézomètre et le puits sont relevées.
- 3- Mise en évidence éventuelle d'un court-circuit hydraulique par l'observation du comportement de la concentration  $C_S$  en fonction du temps lors des différentes étapes de pompage.
- 4- Lorsqu'un court-circuit hydraulique est mis en évidence, détermination par l'équation de dilution des débits de fuite  $q_f$  associés à chaque palier de pompage.

5- Détermination des propriétés du court-circuit hydraulique sous la forme du terme  $k_2A/L$  par le tracé du graphique  $q_f$  versus  $\Delta h_w$ .

6- Détermination finalement du débit de fuite pour n'importe quel débit de pompage (quantification de la contamination croisée pour l'évaluation ensuite de son impact), voire également pour une situation sans pompage.

Ces opérations sont relativement simples à réaliser et font appel à des moyens techniques et humains limités, ce qui n'est pas a priori limitatif du point de vue de la viabilité de la méthode. Deux types de puits peuvent en théorie faire l'objet d'une détection et caractérisation de court-circuit hydraulique lorsque le contexte hydrogéologique de celui-ci est rencontré : les puits d'observation (ou piézomètres) et les puits de pompage. En pratique, pour les puits d'observation, n'a pas à être envisagée l'application de la méthode. En effet, le coût d'application de la méthode ne le justifierait pas par rapport à ce type de puits. Par ailleurs, les puits d'observation ne servent pas à la réalisation de pompages pour l'alimentation en eau (l'impact d'une contamination ne sera donc pas direct), et par conséquent, si un défaut de scellement existe, la contamination croisée qu'il peut engendrer reste limitée car non entretenue par un pompage. Le cas est différent pour un puits de pompage servant par exemple à l'approvisionnement en eau d'une municipalité. Dans ce cas, de forts débits de pompage amplifient la contamination croisée à travers un défaut de scellement. Par ailleurs, d'un point de vue économique et de santé publique, le coût de la méthode apparaît justifié. Dans ce cas, une application systématique du protocole de détection et de caractérisation permettrait d'éviter le surcoût économique de la mise en place d'un traitement des eaux pour la pollution engendrée par le défaut de scellement. Cependant, dans le cas de puits d'observation, une technique de forage appropriée peut être recommandée en vue de la prévention d'un défaut de scellement. Il s'agit du forage par battage (Morin et al., 1988) qui est une technique plus coûteuse, mais par contre moins destructive que la technique de forage rotatif, la plus utilisée.

Dans le cas des puits de pompage, la méthode pourrait être mise en œuvre suite aux essais de pompage et s'inscrire dans le protocole d'application systématique défini sur la figure 8.1. Il est envisagé notamment deux cas, celui du puits de pompage nouvellement installé et celui du puits de pompage abandonné.

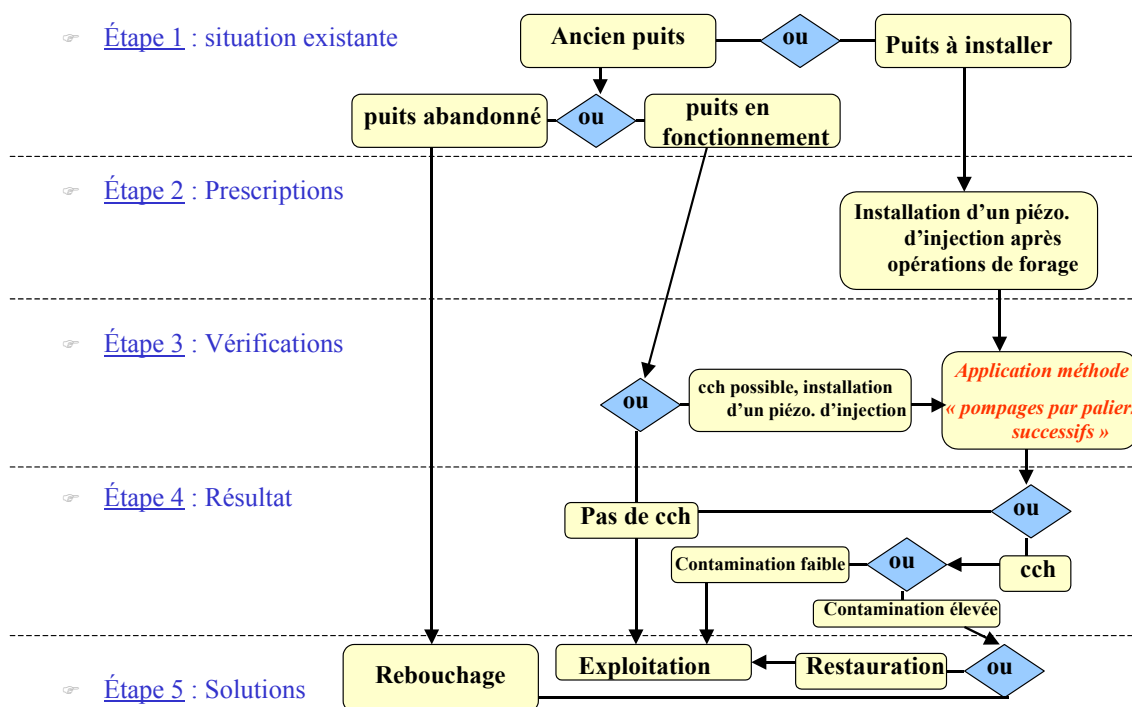


Figure 8.1 : Protocole de protection contre les courts-circuits hydrauliques pour des puits de pompage installés dans des aquifères captifs (« cch » signifie « court-circuit hydraulique »).

La validation de la méthode proposée a fait l'objet de vérifications numériques, mais aussi de travaux de laboratoire et de terrain. Les résultats numériques ont permis dans un premier temps de simuler un grand nombre d'essais représentant une variété de situations qui ont permis d'une part de vérifier l'applicabilité de la méthode sous le respect des hypothèses requises, et d'autre part de cerner les limites d'applicabilité de la méthode. Les essais de laboratoire et de terrain ont dans un second temps permis de

vérifier l'applicabilité et la viabilité de la méthode proposée par l'établissement de protocoles réels de réalisation de pompages par paliers successifs. Les essais de laboratoire, plus aisément contrôlables que les essais de terrain ont donnés de bons résultats et ont validé la méthode. Les essais de terrains ont donnés également de bons résultats bien que les incertitudes et imprécisions soient plus importantes. Ces travaux ont permis de trouver des résultats en accord avec les solutions analytiques développées, et notamment de montrer que les hypothèses qui ont été nécessaires sont raisonnables et justifiées. En effet, les résultats aboutissent à des approximations satisfaisantes des débits de fuite et des propriétés du défaut de scellement, étant donnée la complexité du problème. Un problème qui n'a cependant pas été envisagé ici est la possibilité d'évolution du défaut de scellement. En effet, le défaut de scellement est susceptible de se dégrader dans le temps, modifiant ainsi sa géométrie et donc le débit de fuite.

Enfin, d'un point de vue technique et humain, le protocole d'exécution de la méthode des pompages par paliers successifs est simple, suggérant ainsi qu'une mise en place de contrôle systématique des puits de pompage par la méthode est possible.

Il ressort cependant à partir des études numériques certaines limitations à l'applicabilité de la méthode, notamment par rapport au contexte hydrogéologique envisagé. En effet, les propriétés de l'aquitard sont déterminantes, à savoir qu'il doit exister un contraste de conductivité hydraulique suffisamment important entre l'aquitard et le défaut de scellement. Si celui-ci n'est pas suffisamment important, le risque est de confondre le débit de fuite calculé dans le défaut de scellement avec un débit de fuite à travers l'aquitard. Les simulations numériques (chapitre 5) ont montré à partir d'exemples que pour que la méthode soit valide, la conductivité hydraulique du défaut de scellement doit être au moins 100 fois supérieure à celle de l'aquitard pour que les propriétés du défaut de scellement selon le terme  $k_2A/L$  soit correctement évaluées.

## RÉFÉRENCES

AVCI, Cem B. 1992. «Flow occurrence between confined aquifers through improperly plugged boreholes». *Journal of Hydrology*. 139. 97-114.

AVCI, Cem B. 1994. «Evaluation of flow leakage through artificial conduits». *Water Resources Research*. 30:9. 2565-2578.

BEAR, Jacob. 1972. Dynamics of fluids in porous media. New York: American Elsevier Pub. Co. 764p.

BETCHER, Robert, FERGUSON Grant. 2003. «Impacts from boreholes interconnecting multiple aquifers – A case study of paleozoic aquifers in south-eastern Manitoba». *56<sup>ème</sup> Conférence Canadienne de Géotechnique, 4<sup>ème</sup> Conférence Conjointe AIH-CCN/SCG*. Winnipeg, Canada. 2003 NAGS Conférence.

BRIKOWSKI, Tom H. 1993. «Flow between aquifers through filled cylindrical conduits : analytical solution and application to underground nuclear testing sites». *Journal of Hydrology*. 146. 115-130.

BURKLUND, P.W, RABER, E. 1983. «Method to avoid ground water between two aquifers during drilling and well completion procedure». *Ground Water Monitoring Review*. 3:4. 48-55.

CHAPUIS, Robert P. 1988. «Determining whether wells and piezometers give water levels or piezometric levels». *Ground Water Contamination*. Field Methods, ASTM STP 963. 162-171.

CHAPUIS Robert P. 1990. «Sand-bentonite liners : predicting permeability from laboratory test». *Canadien Geotechnical Journal*. 27.

CHAPUIS, Robert P. 1995. «Filtration des sols pulvérulents et des sols fins : critères et exemples». *Vecteur environnement*. 28:4.

CHAPUIS, Robert P. 1998. «Discussion on ultrasonic method for evaluation of annular seals for wells and instrumented holes». Discussion. *Geotechnical Testing Journal*. 21 :4. 370-371.

CHAPUIS. Robert P. 1999. *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Les publications du Québec. 156 p.

CHAPUIS, Robert P. 2004. «Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio». *Canadian Geotechnical Journal*. 41:5. 787-795.

CHAPUIS, Robert P., SABOURIN, Louis. 1989. «Effects of installation of piezometers and wells on on ground water characteristics and measurements». *Canadian Geotechnical Journal*. 26:4. 604-613.

CHAPUIS, Robert P., CHENAF, Djaouida. 1998. «Detecting a hydraulic short-circuit along a monitoring well with the recovery curve of a pumping test in a confined aquifer : method and example». *Canadian Geotechnical Journal*. 35:5. 790-800.

CHAPUIS, Robert P., CHENAF, Djaouida, BUSSIÈRE, Bruno, AUBERTIN, Michel, CRESPO, R. 2001. «A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions». *Canadian Geotechnical Journal*. 38. 1113-1126.



CHESNAUX, Romain E., CHAPUIS, Robert P., BUÈES, Michel. 2004. «Method for detecting hydraulic short-circuits between aquifers». *57<sup>ème</sup> Conférence Canadienne de Géotechnique. 5<sup>ème</sup> congrès conjoint IAH-CNC/SCG*. Québec.

CHRISTMAN, M.C., Benson, C.H., and Edil, T.B. 2002. «Geophysical Study of annular well seals». *Ground Water Monitoring and Remediation*. 22:3. 104-112.

COOPER, H.H., JACOB, C.E. 1946. «A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history». *Transactions, American Geophysical Union*. 27. 526-534.

DALLAIRE, Véronique. 2004. *Étude des effets d'échelle dans un aquifère alluvionnaire*. 170p. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

DOMENICO, P.A., SCHWARTZ, F.W. 1997. *Physical and chemical hydrogeology*. 2ed. John Wiley & Sons.

DUNNIVANT, Frank M., PORRO, Indrek., BISHOP, Carolyn, HUBELL, Joel, GILES, John R., NEWMAN, Meredith E. 1997. «Verifying the integrity of annular and back-filled seals for vadose zone monitoring wells». *Ground Water*. 35:1. 140-148.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. 2002a. *SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis, Version 5: User's Guide*. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. 457p.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. 2002b. *SEEP/W*. Version 5.11. [Logiciel]. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. Fichier informatique (21,5 Mo).

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. 2002a. *CTRAN/W for Finite Element Contaminant transport analysis, Version 5: User's Guide*. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. 405p.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. 2002b. *CTRAN/W*. Version 5.11. [Logiciel]. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. Fichier informatique (21,5 Mo).

HVORSLEV, M.J. 1951. *Time-lag and soil permeability in ground water observations*. United States Army Engineering Waterways Experimental Station. Vicksburg, MS. Bulletin 36.

JAVANDEL, Iraj, TSANG, Chin Fu, WHITERSPOON, Paul A., MORGANWALP, David. 1998. «Hydrologic detection of abandoned wells near proposed injection wells for hazardous waste disposal». *Water Resources Research*. 24:2. 261-270.

KEYS W.S. 1988. *Borehole geophysics applied to ground water investigations*. U.S. Geological Survey Open-File Report 87-539. 305 p.

LACOMBE, S., STUDICKY, E., FRAPE, S., UNGER, A. 1995. «Influence of leaky boreholes on cross-formational ground water flow and contaminant transport». *Water Resources Research*. 31:8. 1871-1882.

LUTENEGGER, Alan J., DE GROOT, Don J. 1994. «Hydraulic conductivity of borehole sealants». *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils*. ASTM STP 1142, D.E. Daniel and S. Trautwein Eds, ASTM, Philadelphia, p. 439-460.

MARTIN, Vincent. 2003. *Étude des propriétés non saturées des stériles miniers*. 219p. Mémoire de maîtrise en génies civil, géologique et mines, École Polytechnique de Montréal.

MASSE, Isabelle. 2003. *Étude des différents facteurs influençant les essais de traceur non réactif en conditions non saturées*. 229p. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

MEIRI, David. 1989. «A tracer test for detecting cross-contamination along a monitoring well column». *Ground Water Monitoring Review*. 9:2. 78-81.

MORIN, Roger H., LEBLANC, Denis R., TEASDALE, W.E. 1988. «A statistical evaluation of formation disturbance produced by well-casing installation methods». *Ground Water*.26:2. 207-217.

NORDBOTTEN, Jan Martin, CELIA, Michael A., BACHU, Stefan. 2004. «Analytical solutions for leakage rates through abandoned wells». *Water Resources Research*. 40.

OGATA, A., BANKS, R.B. 1961. «A solution of the differential equation of longitudinal dispersion in porous media». *U.S Geological Survey Professional Paper*. A1-A7.

PEKARUN, Osman O., BENSON, Craig H., EDIL, Tuncer B. 1998. «Significance of defects in annular well seals». *Practice periodical of hazardous, toxic, and radioactive waste management*. 2:2. 65-71.

SILLIMAN, Stephen, HIGGINS, David. 1990. «An analytical solution for steady-state flow between aquifers through an open well». *Ground Water*. 28. 184-190.

SOURISSEAU, B., DAUM, J.R., LONGIN, G. 1998. *Guide de bonne pratique et de contrôle des forages d'eau pour la protection de l'environnement*. Manuels et Méthodes 31 : Éditions BRGM. 76 p.

STROLIGO, Daniele. 2000. *Modélisation numérique d'effets chimiques créés par un défaut d'installation de piézomètre hydraulique (court-circuit hydraulique)*. Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 100 p.

THEIS, C.V. 1935. «The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage». *Transactions, American Geophysical Union*. 16. 519-524.

THIEM, G. (1906). *Hydrologische methoden*. Gebhardt, Leipzig. 56p.

THORNHILL, J.T., BENEFIELD, G.G. 1990. *Injection well mechanical integrity*. US EPA Report 625/9-89/007. Ada, OK.

YESILLER, Nazli. 1995. «Ultrasonic nondestructive testing method for evaluation of for annular seals». *Geotechnical News*. December. 24-27.

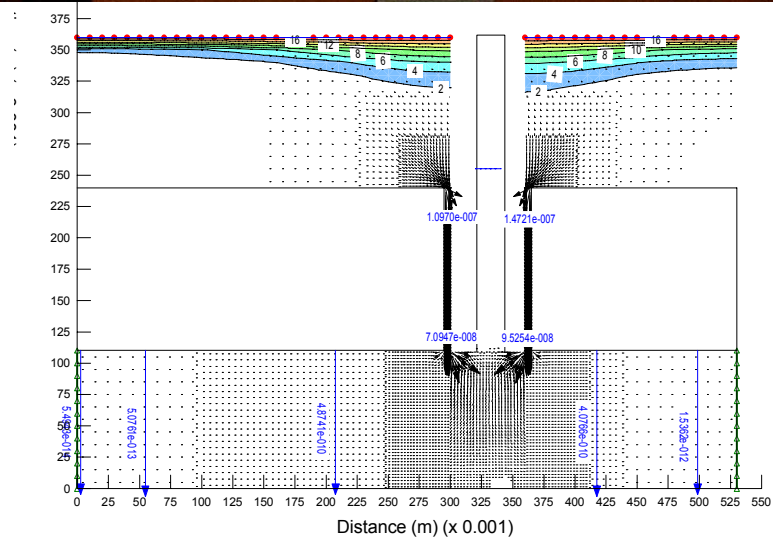
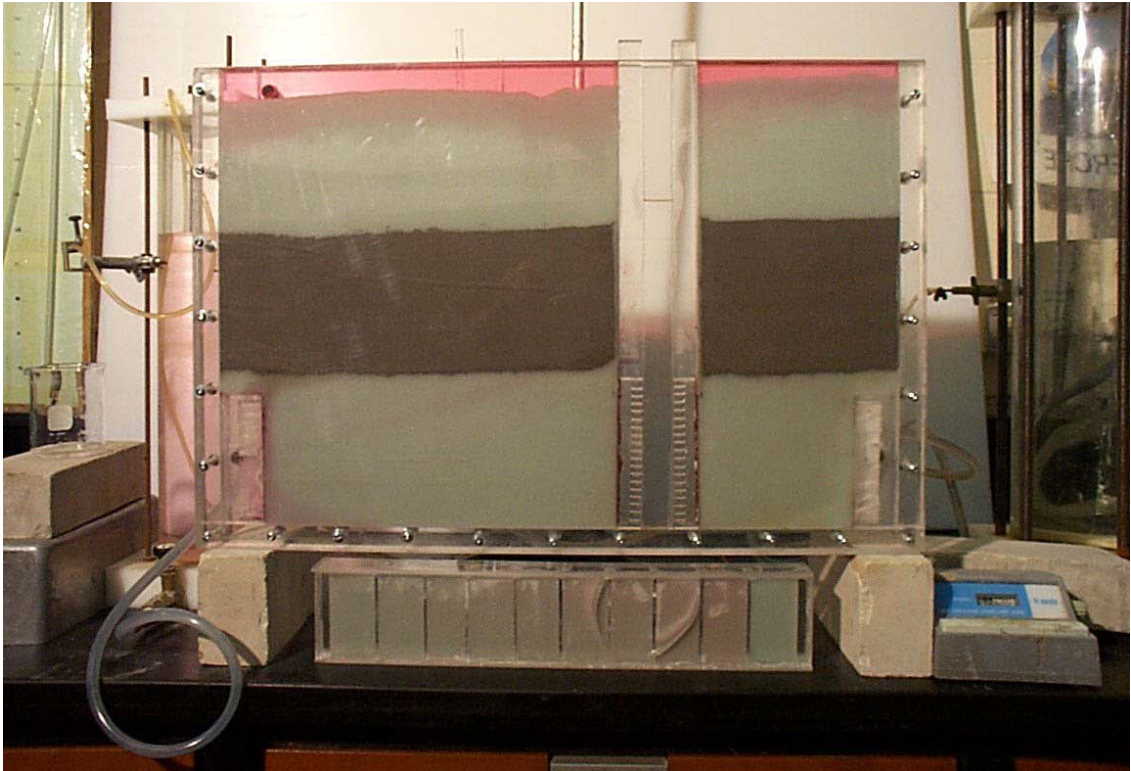
YESILLER, Nazli, BENSON, Craig H., EDIL, Tuncer B. 1997. «Field evaluation of ultrasonic method for assessing wells seals». *Ground Water Monitoring and Remediation*. 17:3. 169-176.

YESILLER, Nazli, EDIL, Tuncer B., BENSON, Craig H. 1997. «Ultrasonic method for evaluation of annular seals for wells and instrumented holes». *Geotechnical Testing Journal*. 20:1. 17-28.

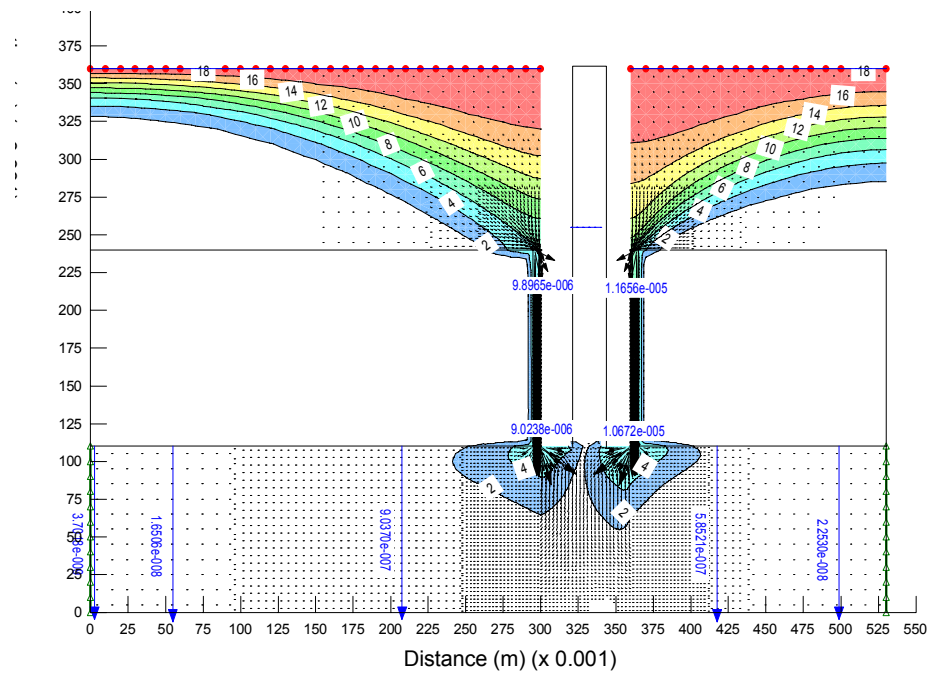
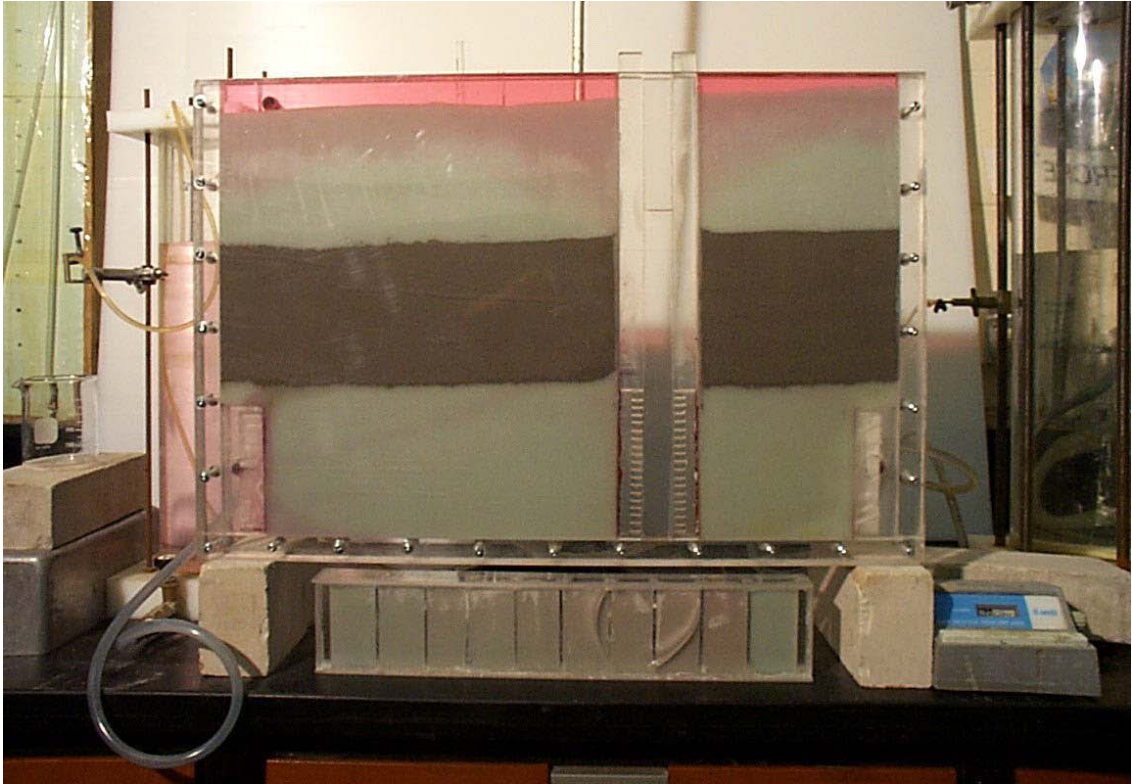
YULE, D.F., GARDNER, W.R. 1978. «Longitudinal and transversal dispersion coefficients in unsaturated plainfield sand». *Water Resources Research*. 14:4. 582-588.

**ANNEXES**

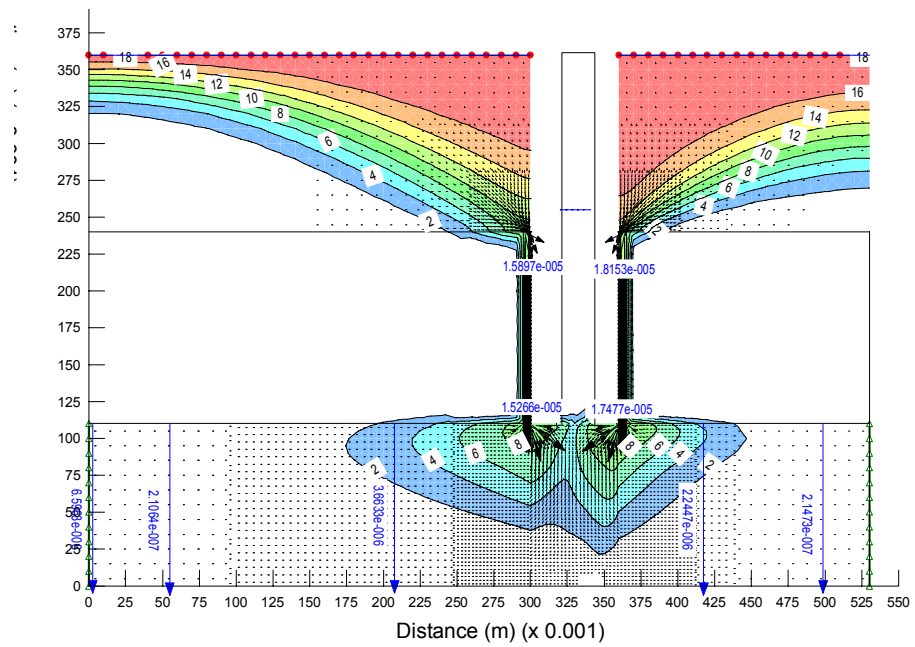
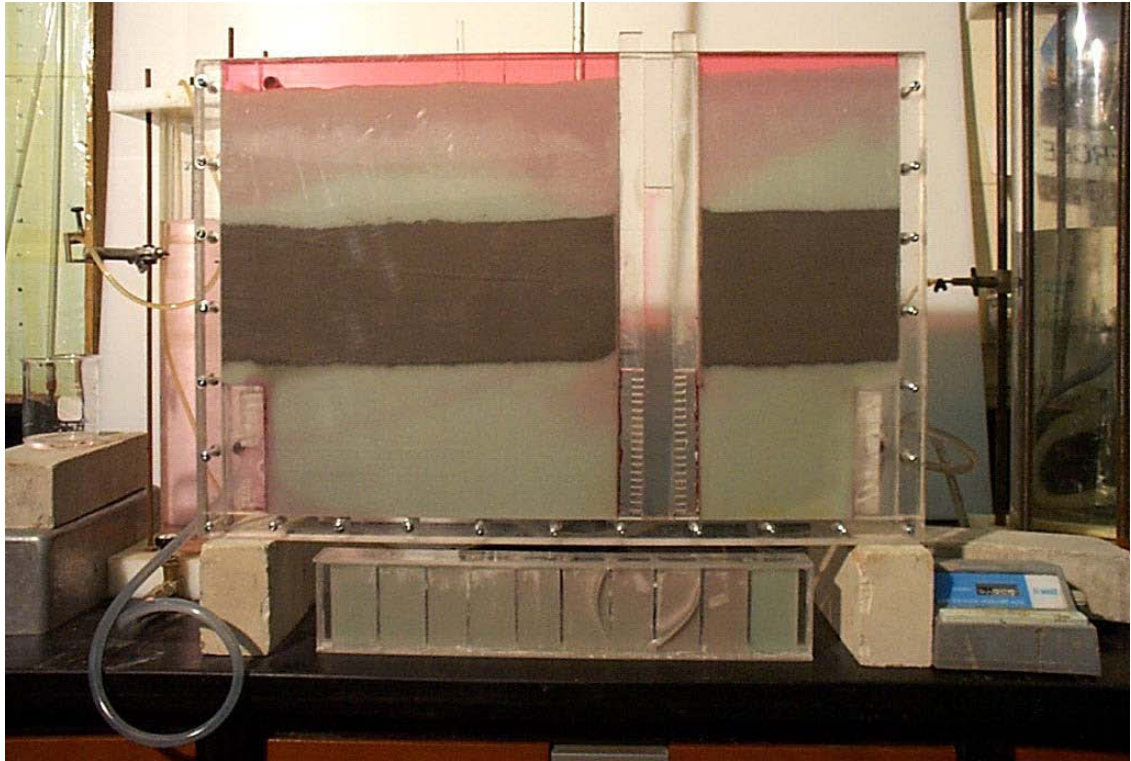
## ANNEXE A

Temps  $t = 5$  minutes

## Temps t = 40 minutes

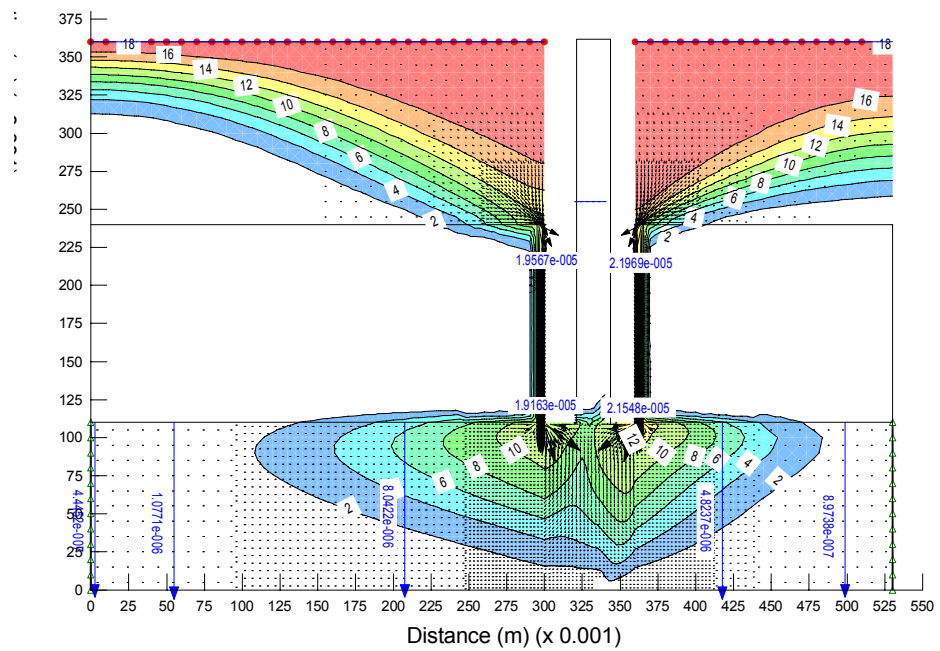
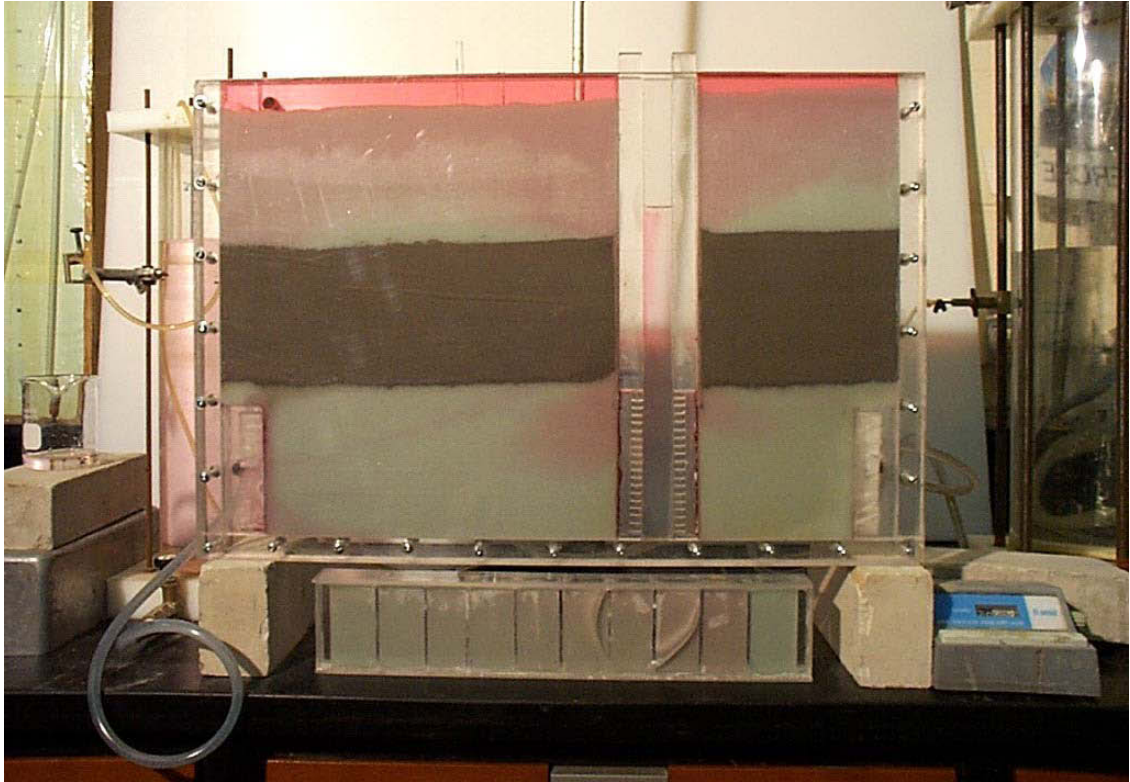


## Temps t = 1 heure

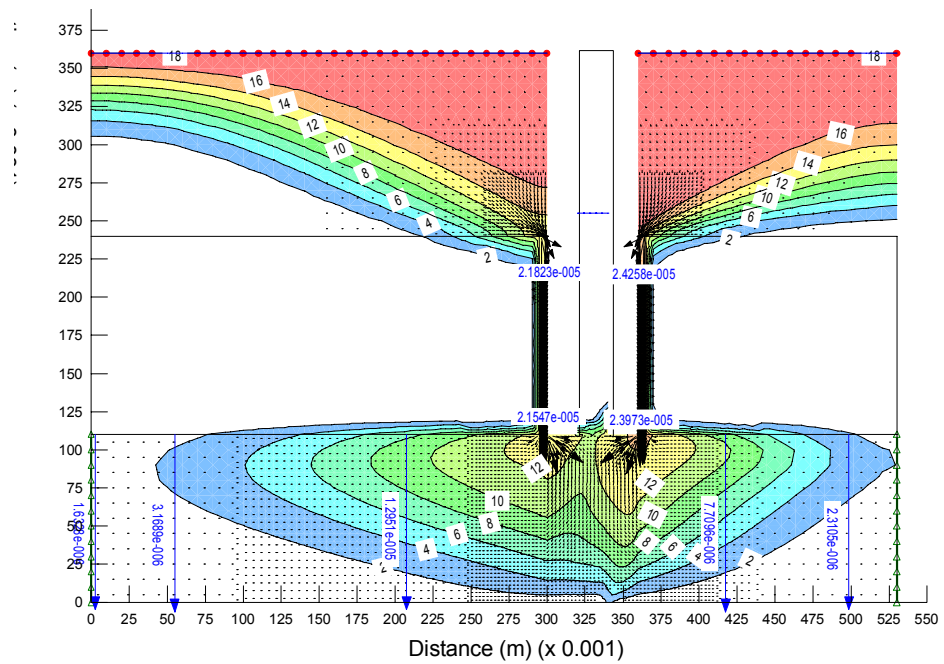
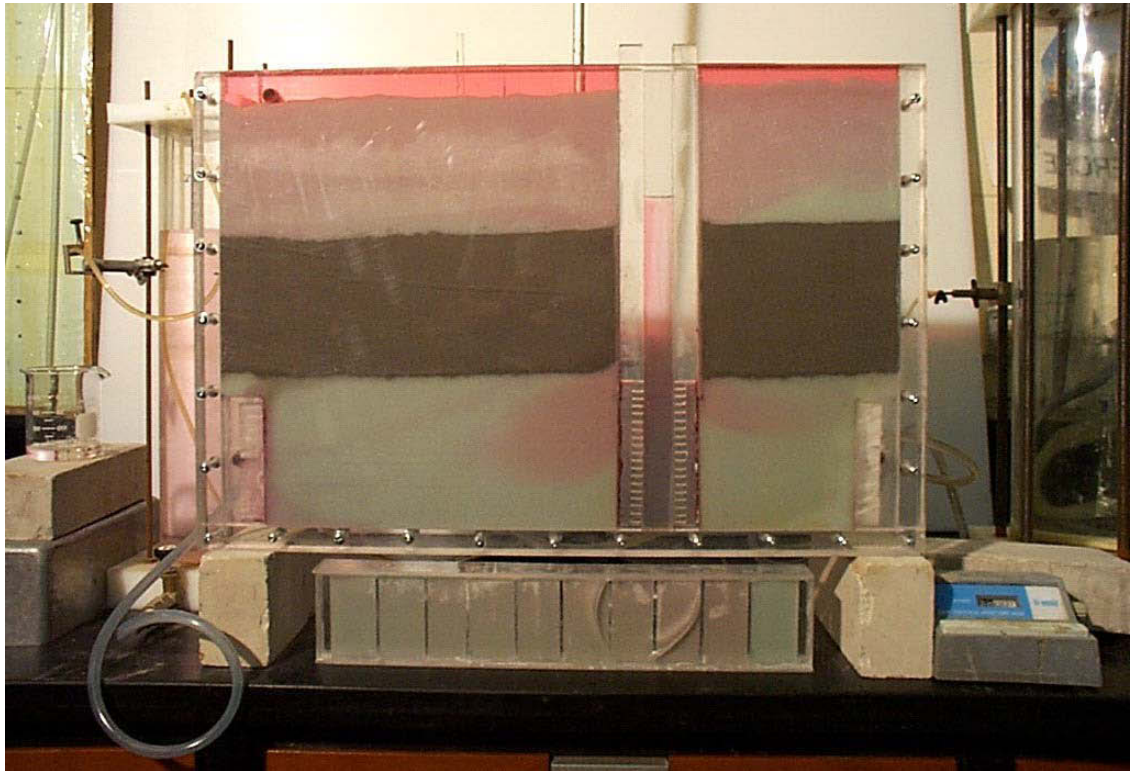




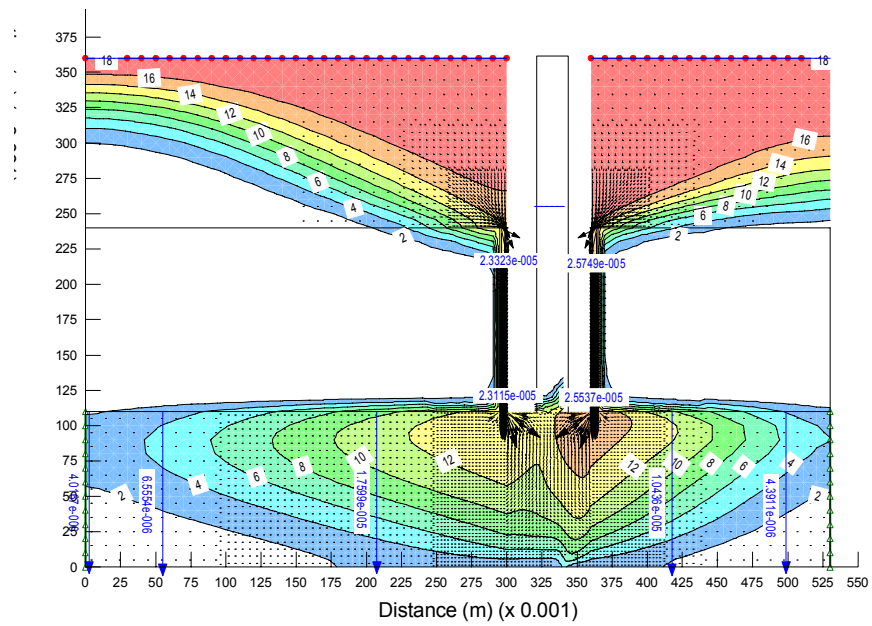
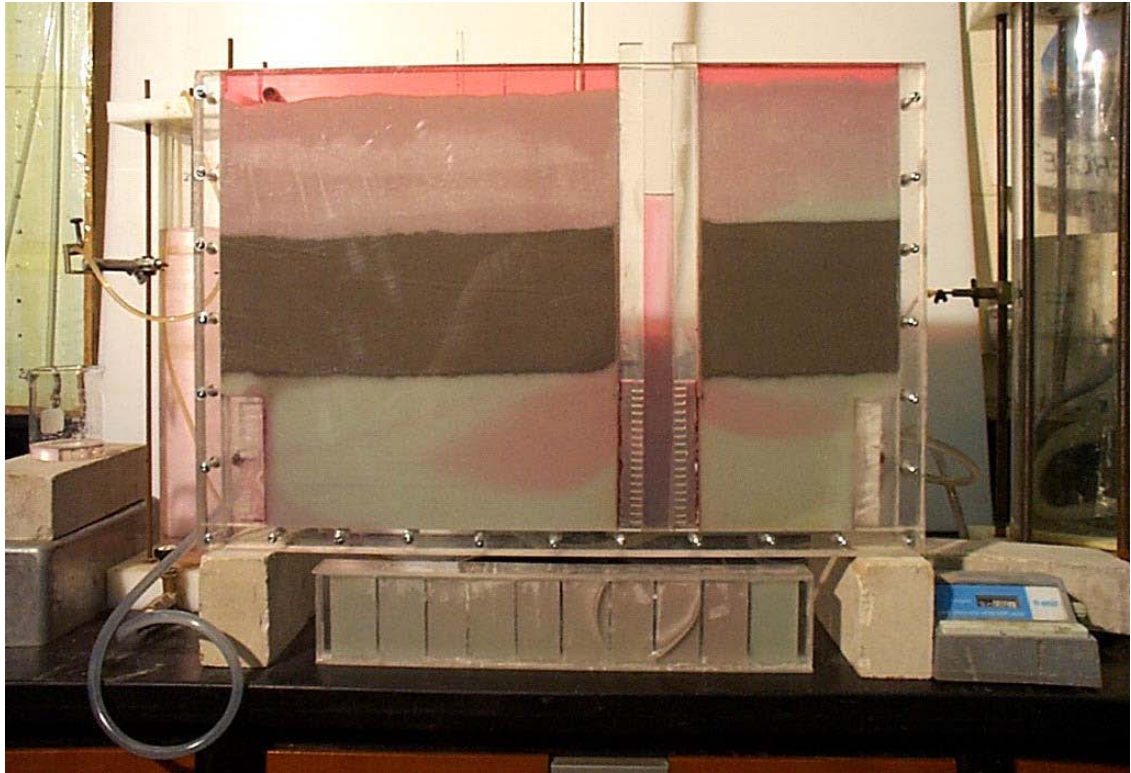
## Temps t = 1 heure 20 minutes



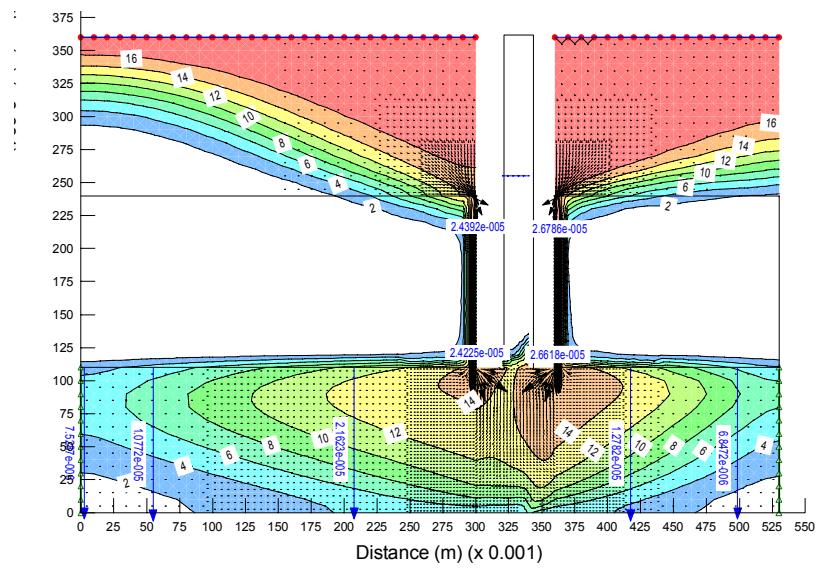
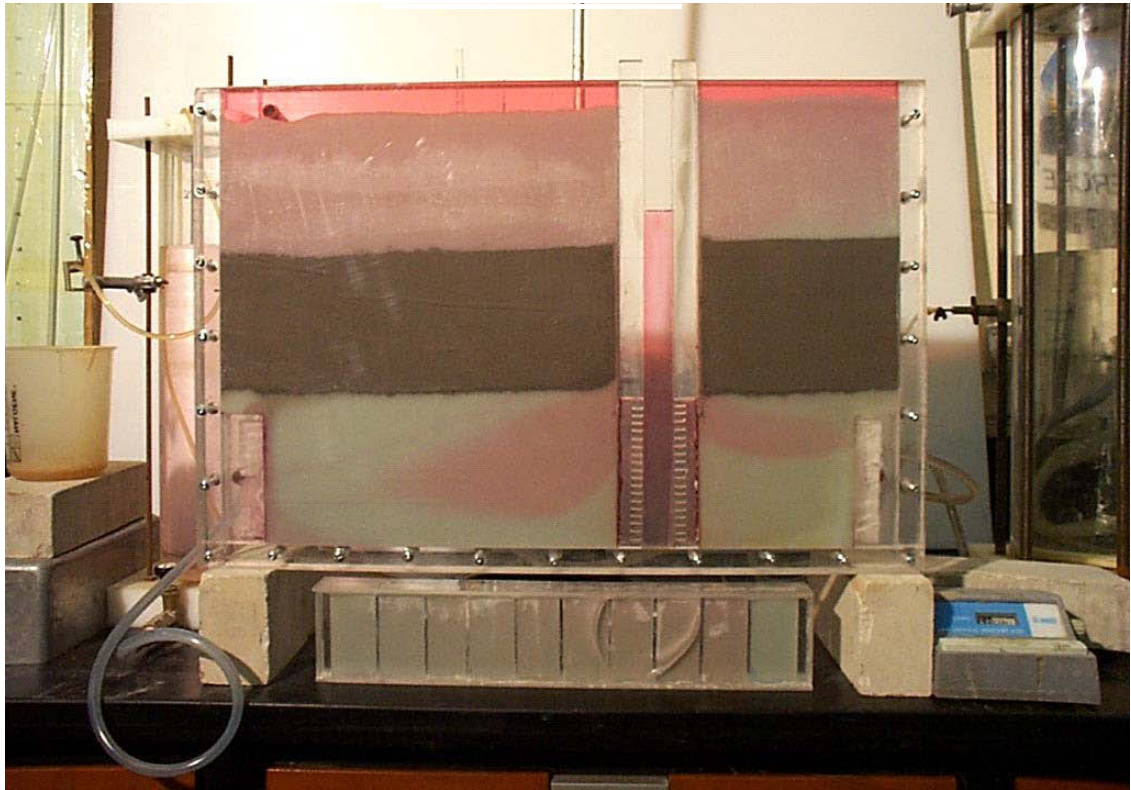
## Temps t = 1 heure 40 minutes



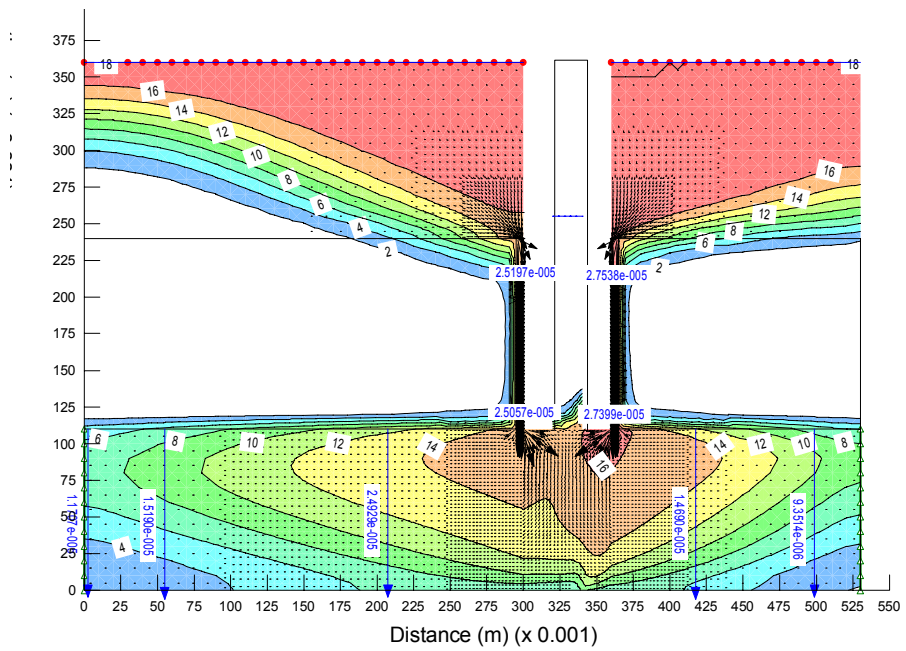
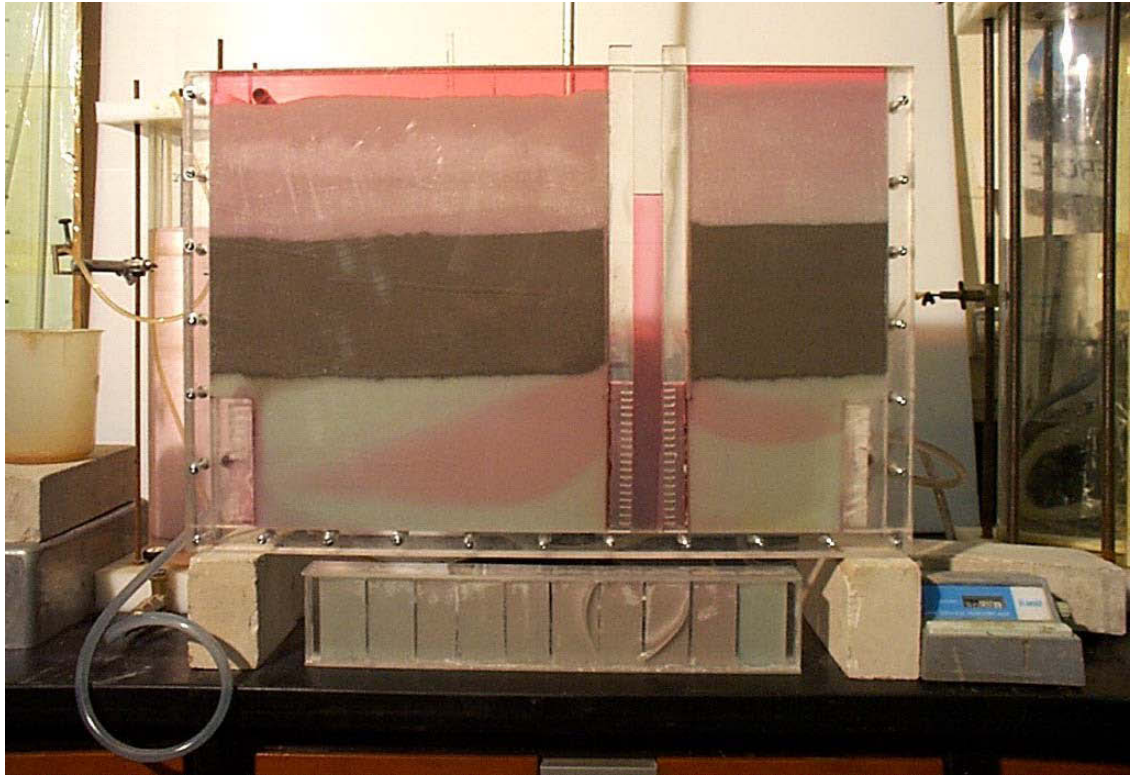
## Temps t = 2 heures



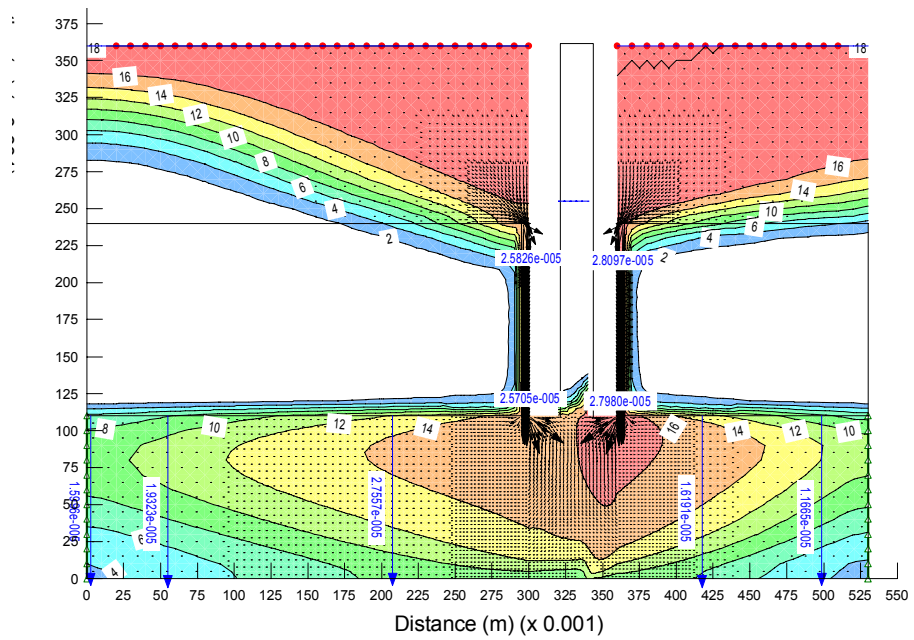
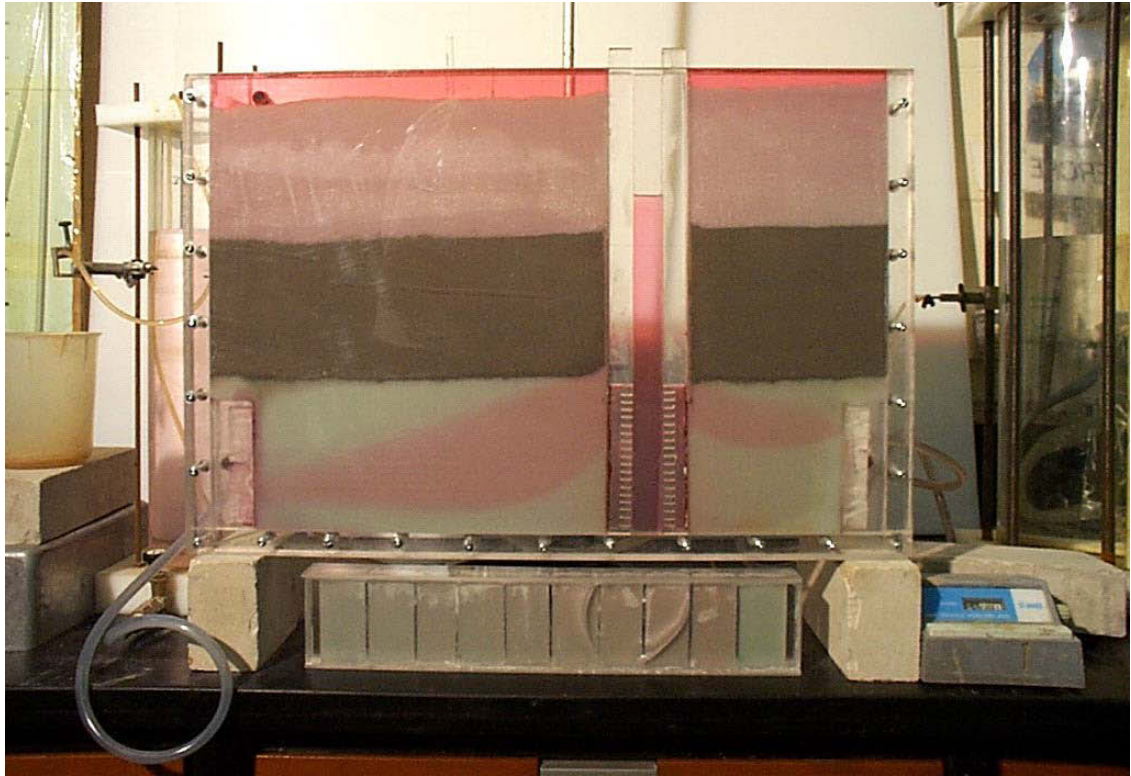
**Temps t = 2 heures 20 minutes**



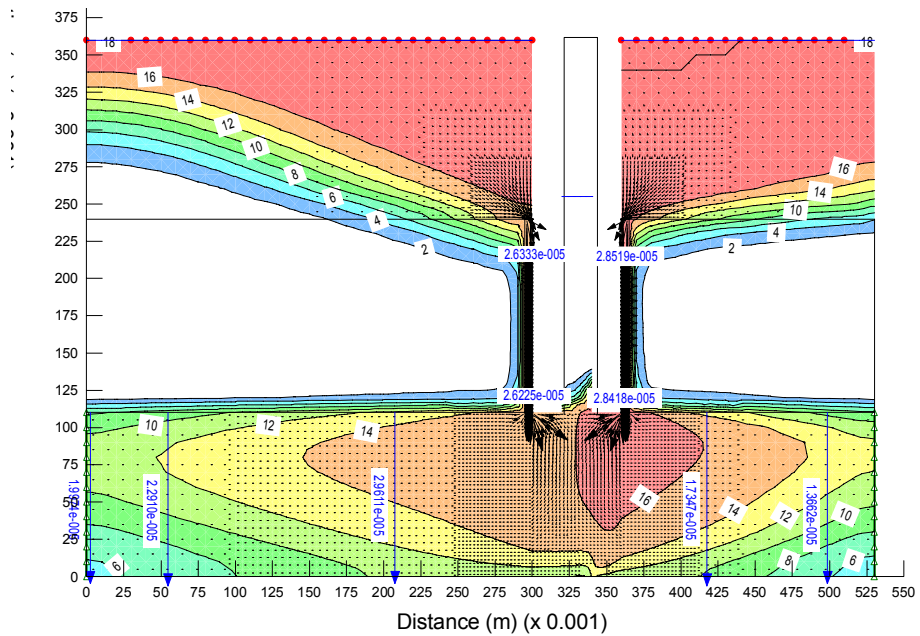
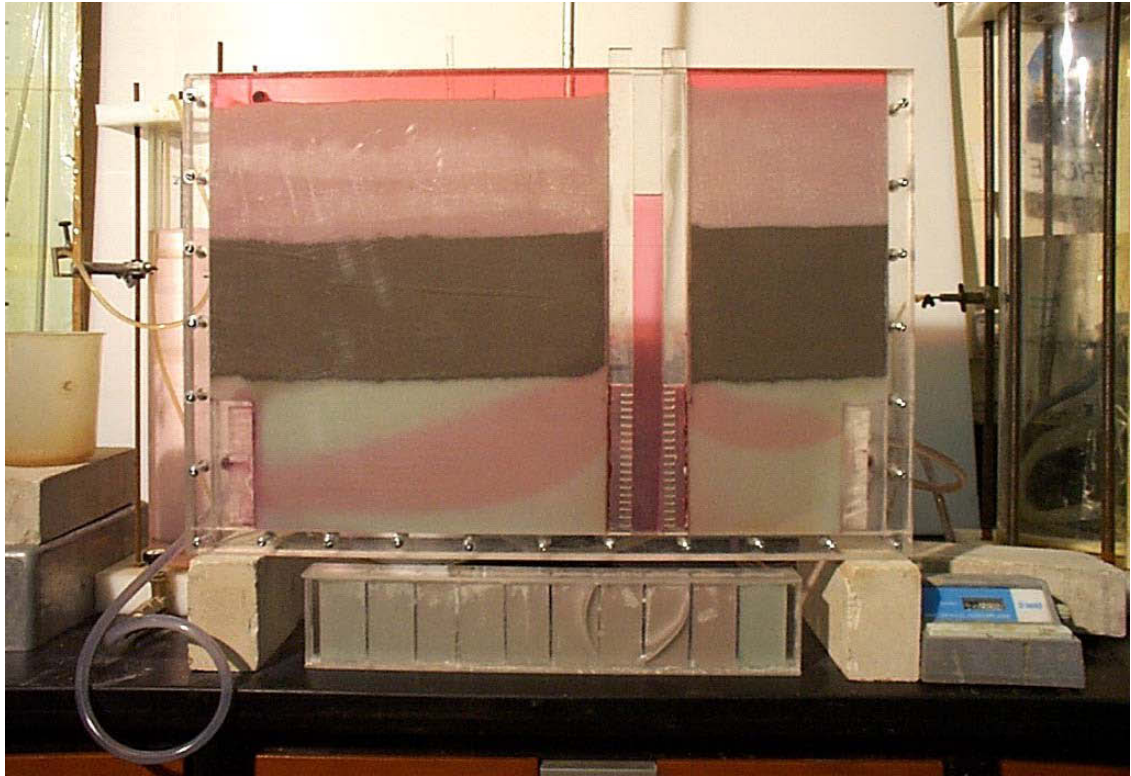
**Temps t = 2 heures 40 minutes**



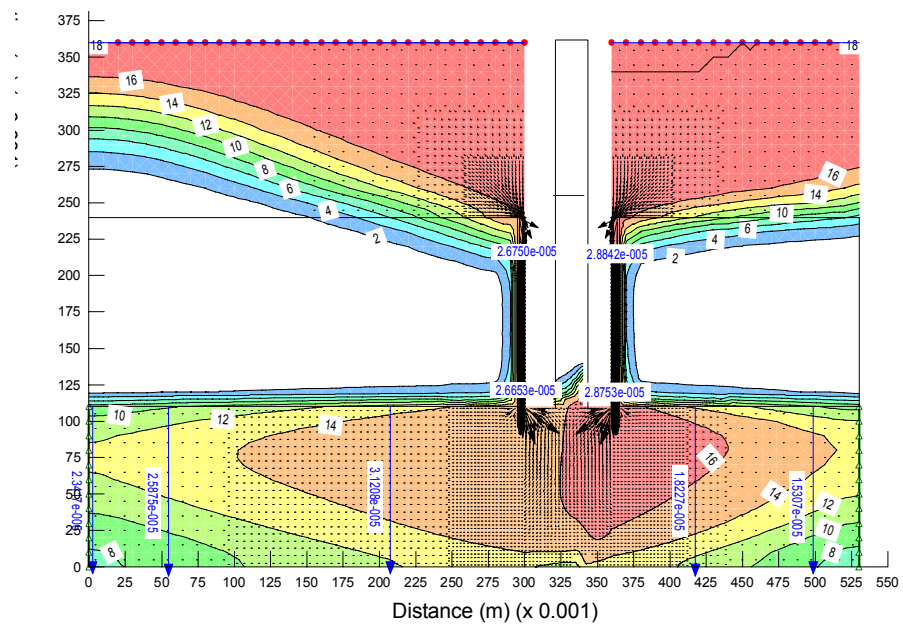
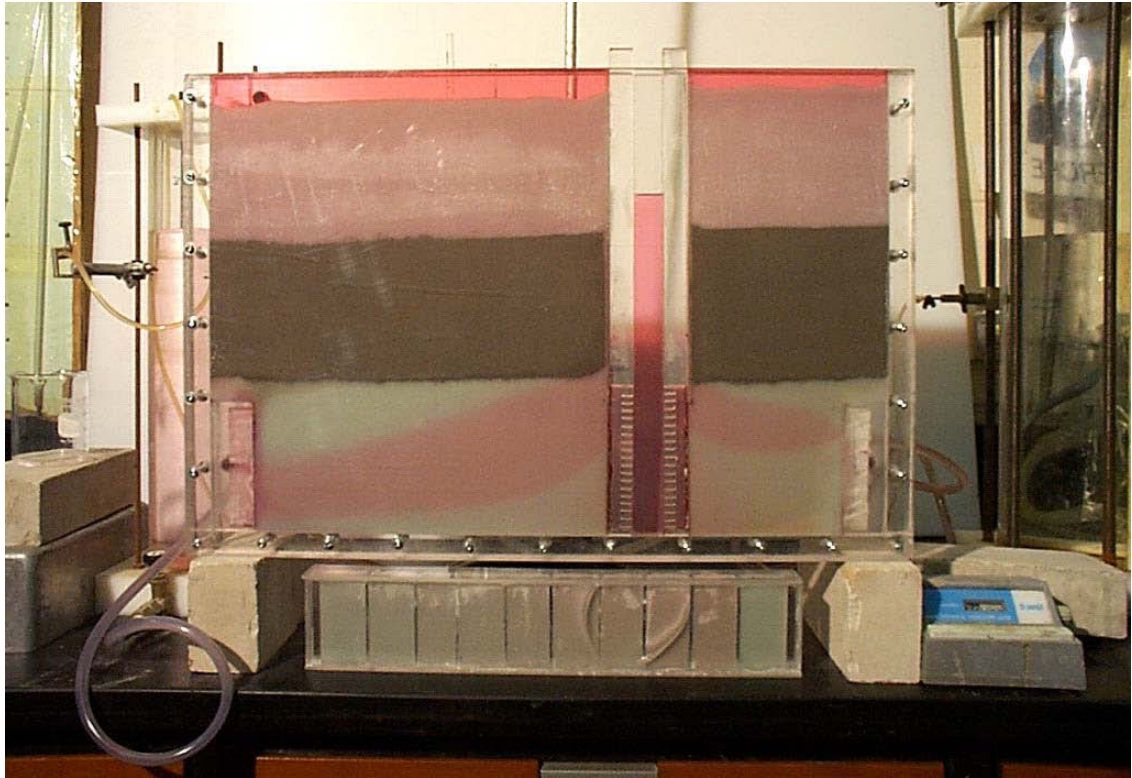
**Temps t = 3 heures**



## Temps t = 3 heures 20 minutes

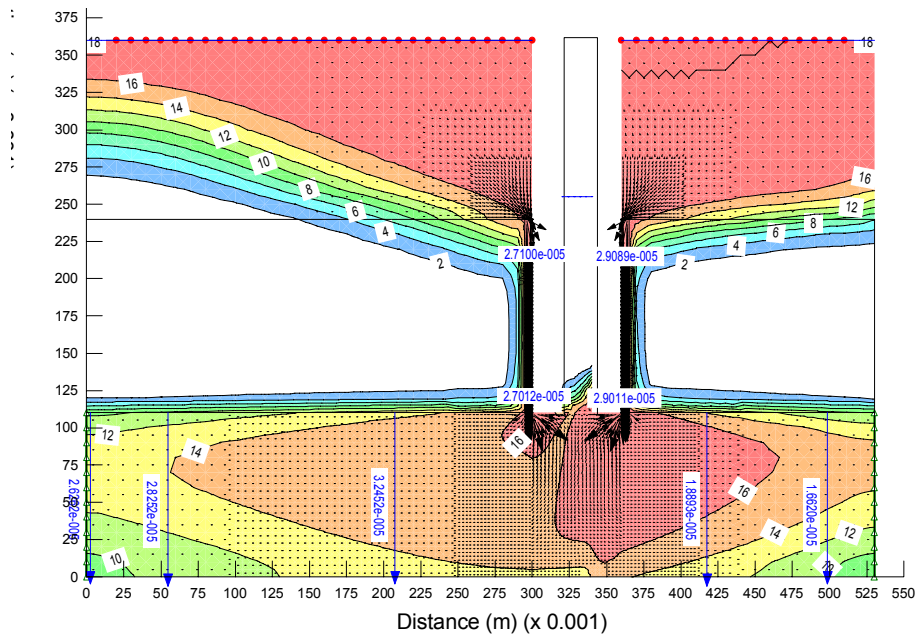
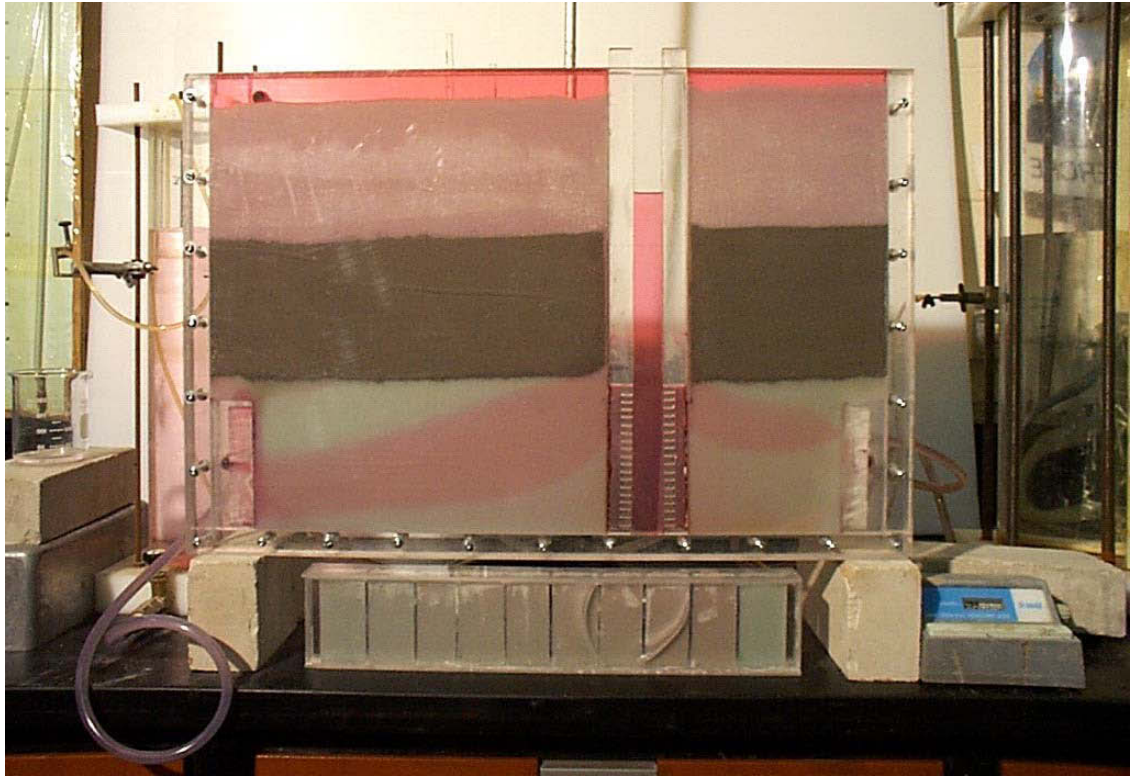


## Temps t = 3 heures 40 minutes





**Temps t = 4 heures**



## **ANNEXE B**

CD Rom contenant la thèse en format PDF

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur Philippe ACKERER, Directeur de Recherche, Institut de Mécanique des Fluides et  
et des Solides, Strasbourg**

**Monsieur René KAHAWITA, Professeur, Ecole Polytechnique de Montréal, Canada**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur CHESNAUX Romain**

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,  
une thèse intitulée :

**"Élaboration d'une méthodologie de détection et de caractérisation des courts-circuits  
hydrauliques causés par les défauts de scellement des puits"**

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie civil - hydrosystèmes - géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 13 avril 2005

Le Président de l'I.N.P.L.,

L. SCHUFFENECKER



Pour le Président  
Le Vice-Président,

*J.-L. COUYARD*  
J.-L. COUYARD

## Résumé

Une approche théorique et expérimentale a été développée pour la détection de courts-circuits hydrauliques et la quantification de la contamination croisée dans le contexte de deux aquifères séparés par un aquitard et interceptés par un forage. De tels écoulements peuvent être dus, par exemple, à un défaut de scellement de puits de pompage ou de puits d'observation et peuvent avoir de graves conséquences économiques et de santé publique si l'aquifère inférieur est exploité pour la production d'eau de consommation. L'approche envisagée s'insère dans une perspective de développement durable et de préservation des ressources en eau.

Le projet de recherche a consisté à développer et tester d'une part un protocole technique de détection des courts-circuits hydrauliques, et d'autre part une application mathématique pour caractériser et quantifier l'importance des débits de fuite engendrés par les courts-circuits hydrauliques. La méthode a été testée et validée par des modélisations numériques, des expériences de laboratoire à petite échelle, et à grande échelle sur un site de recherche expérimental.

Mots clés : court-circuit hydraulique, contamination croisée, puit de pompage, aquitard, aquifère

## Abstract

An experimental and theoretical approach has been developed for detecting and quantifying hydraulic short-circuits and cross-contamination between two aquifers separated by an aquitard and intersected by a borehole. Such leaks can be caused, for example, by improperly sealed pumping or monitoring wells and can have serious economic and health consequences if the underlying aquifer is being pumped for water supply. The research was undertaken within the global perspective of sustainable development and as an application of water resources protection.

The research project consisted in developing and testing a technical approach and associated instrumentation for detection of short-circuits, and a mathematical approach to characterize and quantify the fluid and mass leakage rates. The methodology was successfully tested by numerical modelling, small-scale laboratory experiments, then finally at a large-scale field research site.

Key words : hydraulic short-circuits, cross contamination, pumping well, aquitard, aquifer,