

## DÉTECTION ET CARACTÉRISATION DE COURTS-CIRCUITS HYDRAULIQUES ENTRE AQUIFÈRES INDUITS PAR DÉFAUT DE SCHELLEMENT DE PUIITS

Romain Chesnaux, École Polytechnique de Montréal, Québec  
Robert P. Chapuis, École Polytechnique de Montréal, Québec  
Michel Buès, École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, France

### ABSTRACT

When installing a well, a seal defect may cause a hydraulic short-circuit between aquifers. This conduit, for which geometry is unknown, could also induce a cross-contamination between aquifers. This paper presents a method which predicts the occurrence of an improperly sealed well. An evaluation of the flow leakage rate and the characterization of the hydraulic and geometric properties of the hydraulic short-circuit are presented.

### RÉSUMÉ

Un défaut de scellement lors de l'installation de puits peut être la cause d'une mise en relation entre des aquifères (court-circuit hydraulique). Cette conduite dont la géométrie est inconnue pourra engendrer la migration de contaminants entre les aquifères. Cet article présente une méthode qui permet de prédire la présence d'un défaut de scellement, d'en évaluer l'importance en terme de débit de fuite et d'en déterminer certaines caractéristiques dépendant de la géométrie et de la conductivité hydraulique équivalentes de celui-ci.

### 1. INTRODUCTION

Tout forage qui met en relation deux aquifères est susceptible d'engendrer un problème de contamination croisée. C'est ainsi qu'un aquifère contaminé par un polluant peut, naturellement ou de façon artificielle (lors d'une intervention humaine), contaminer un aquifère jusque là préservé de toute pollution. Le problème se pose, par exemple, dans le cas de deux aquifères séparés par une couche plus ou moins imperméable nommée aquitard, lorsque l'on réalise un forage avec installation d'un puits en vue d'exploiter les eaux d'un aquifère à nappe captive. Si le scellement dans le trou de forage, entre le tubage du puits et l'aquitard encaissant, a été mal réalisé 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 supérieur et inférieur est possible. 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 ». Une première conséquence du court-circuit hydraulique est physique. En effet, celui-ci perturbe dans les aquifères les champs de charge hydraulique à proximité du puits. Une seconde conséquence est chimique. L'arrivée des eaux de l'aquifère supérieur via le défaut de scellement dans l'aquifère inférieur perturbera la composition chimique de celui-ci. Ainsi, si les eaux de l'aquifère supérieur vulnérables aux activités humaines sont contaminées par un polluant, elles viendront dans ce cas contaminer à leur tour les eaux de l'aquifère inférieur exploitables car jusque là préservées des pollutions. Ce phénomène semble bien souvent méconnu des exploitants, et on ignore souvent qu'une pollution des eaux des aquifères que l'on exploite n'est pas forcément

intrinsèque, mais peut être imputable à un défaut de scellement des puits. 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 initial bien réalisé aurait pu l'éviter. 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.

Nous proposons dans cette étude 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. Nous recenserons dans un premier temps, les travaux qui ont déjà été réalisés par d'autres auteurs sur le sujet. Nous réaliserons alors une présentation du problème, tel que nous le définissons. Nous proposerons et exposerons ensuite une méthode de détection et de caractérisation. Puis, nous la confronterons à une étude numérique réalisée à l'aide de la version 5 des logiciels Seep/W et Ctran/W (éléments finis).

### 2. TRAVAUX ANTERIEURS

Plusieurs études ont déjà été menées sur les problèmes de court-circuit hydraulique, pour différents cas de figures. C'est ainsi que Meiri (1989) a montré, que par simple injection d'un traceur, il était possible de mettre en évidence l'existence d'une contamination croisée entre deux aquifères. Cette première étude se basant sur les

conséquences chimiques du court-circuit hydraulique est qualitative. Chapuis et Sabourin (1989) donnent le calcul de l'erreur piézométrique (perturbation de la charge hydraulique dans l'aquifère inférieur à proximité du puits engendrée par le court-circuit hydraulique) avec un essai de perméabilité in situ à niveau variable, permettant de déterminer la différence entre le niveau piézométrique, et le niveau statique dans le puits. Chapuis et Chenaf (1998) ont proposé de déterminer l'erreur piézométrique à partir de la courbe de remontée d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe captive. Cependant, ces méthodes ne permettent ni de déterminer le débit de fuite à travers le défaut de scellement, ni de déterminer les caractéristiques hydrauliques et géométriques de celui-ci. D'autres cas de courts-circuits hydrauliques entre aquifères ont été étudiés, non seulement dans un contexte de défaut de scellement, mais également pour les cas de forages abandonnés et mal rebouchés. Ainsi, Avci (1992) a proposé une solution analytique basée sur l'analyse des perturbations hydrauliques causées par une fuite à travers un forage abandonné mal rebouché. Il détermine le débit de fuite dans le cas d'une fuite de forme parfaitement cylindrique et pour un régime permanent. Cette solution est obtenue par transformation conforme de l'équation de Laplace. Cette méthode ne s'applique cependant qu'à une géométrie bien particulière. D'autre part, elle semble difficilement applicable sur le terrain, à cause de la complexité mathématique de sa mise en œuvre. Le cas de deux aquifères confinés mis en relation par un puits ouvert les pénétrant complètement a été étudié par Silliman et Higgins (1990). Ceux-ci quantifient le débit de fuite à l'intérieur du puits par une solution analytique dérivée de la solution de Thiem (1906). Les auteurs n'envisagent cependant pas l'impact chimique d'un tel court-circuit hydraulique. D'autre part, des auteurs ont utilisé l'analyse numérique pour la prédiction notamment des effets chimiques d'un court-circuit hydraulique. C'est le cas de Lacombe et al. (1995) qui ont étudié l'influence d'une conduite reliant deux aquifères à l'aide de simulations numériques par éléments finis. Ils ont pu notamment quantifier numériquement le transport des contaminants d'un aquifère vers l'autre. De plus, des investigations géophysiques par des méthodes indirectes de vérification de la qualité des scellements par diagraphies ont été proposées par Dunnivant et al. (1997). Cet inventaire qui n'est pas exhaustif, montre que la principale difficulté vient de la méconnaissance de la géométrie de la fuite et de sa conductivité hydraulique. En effet, la plupart des études menées considèrent que ces caractéristiques sont connues, or, sur le terrain, elles ne le sont pas a priori. D'autre part, une application sur le terrain doit être très simple et les méthodes développées seraient trop lourdes à mettre en œuvre. Enfin, excepté les travaux de Meiri (1989) et de Chapuis et al. (1989 et 1998), permettant une détection de courts-circuits hydrauliques, il n'existe pas de méthode de calcul du débit de fuite et d'évaluation de la géométrie du défaut de scellement avec ou sans pompage dans l'aquifère inférieur.

### 3. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

La présente étude concerne la détection et la caractérisation du court-circuit hydraulique dans le cas d'un défaut de scellement du puits instrumentant l'aquifère inférieur à nappe captive. L'aquifère supérieur sera quant à lui à nappe captive ou à nappe libre. 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. Nous allons considérer que l'écoulement à travers le défaut de scellement s'effectuera de l'aquifère supérieur vers l'aquifère inférieur. La figure 1 schématise la situation considérée dans cette étude.

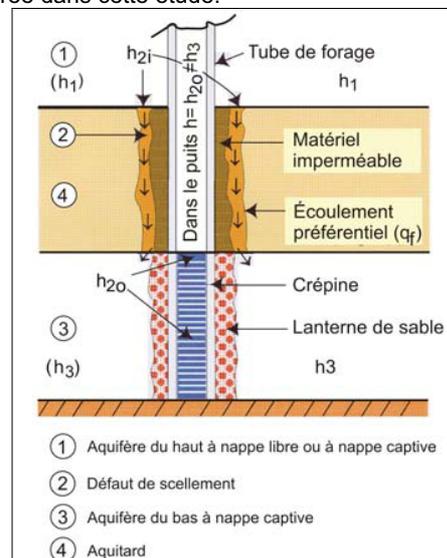


Figure 1: Représentation schématique du court-circuit hydraulique entre un aquifère supérieur et un aquifère inférieur au niveau d'un puits de pompage (d'après Chapuis et Chenaf, 1998).

Concernant les notations, on appellera  $h_1$  la charge hydraulique correspondant au niveau statique dans l'aquifère supérieur. Nous prendrons pour référentiel des charges hydrauliques, la base de l'aquifère inférieur correspondant à son niveau statique sera notée  $h_3$ . D'après le sens de l'écoulement, on aura de plus  $h_1 > h_3$ . D'autre part, les charges hydrauliques dans les aquifères supérieur et inférieur, 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 les champs de charge hydraulique dans les aquifères selon la géométrie du défaut de scellement en entrée (haut) et en sortie (bas) de celui-ci. On observe 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  $h_{2o} > h_3$ .

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 supérieur, de l'aquifère inférieur, et du défaut de scellement seront appelées respectivement  $k_1$ ,  $k_3$ , et  $k_2$ .

Signalons enfin que par la suite, lors des simulations numériques, nous considérerons l'aquifère supérieur comme étant un aquifère à nappe libre. Nous l'appellerons alors aquifère du haut. Quant à l'aquifère inférieur, aquifère à nappe captive, nous le nommerons dans ce contexte aquifère du bas. Celui-ci sera considéré horizontal, homogène et réalimenté, ce afin d'obtenir lors d'un pompage à débit constant un régime permanent. Sa transmissivité sera notée  $T_3$ .

#### 4. EXPOSE DE LA METHODE

Tout d'abord, résumons la méthode dans ses grandes lignes. Nous en ferons dans la suite du développement une explication mathématique analytique. Nous donnerons également les recommandations à respecter pour être le plus possible en accord avec les hypothèses qui auront été faites.

##### 4.1 Procédure de réalisation

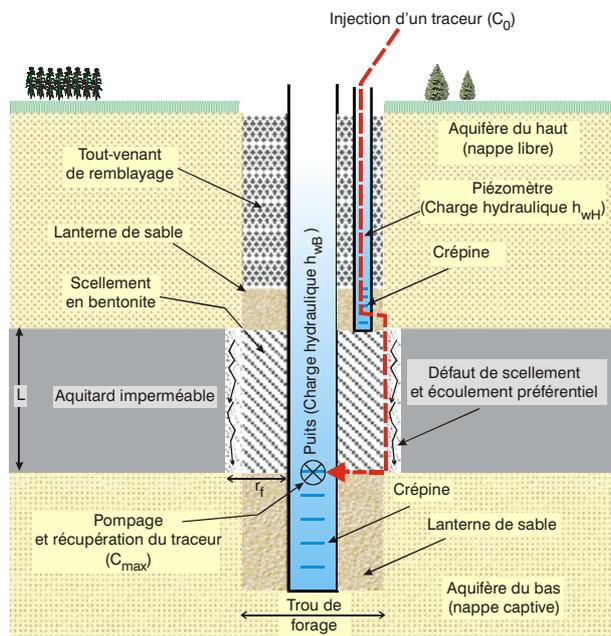


Figure 2: Vue en coupe de la situation lors de l'application de la méthode de détection et de caractérisation du défaut de scellement.

Nous allons d'une part instrumenter l'aquifère du haut par un puits d'observation (ou piézomètre) dans le même trou de forage que le puits. Ce piézomètre ne pourra être que crépiné sur une courte hauteur au dessus de la base de l'aquifère du haut. D'autre part, on installera dans le puits de

l'aquifère du bas une pompe dont on peut contrôler le débit. La figure 2 présente la situation.

L'idée consiste à suggérer que s'il existe un défaut de scellement, et un débit de fuite de l'aquifère du haut vers l'aquifère du bas qui lui est associé, l'effet d'un pompage dans le puits agit sur la valeur du débit de fuite. Ainsi, en pompant, on peut amplifier l'expression des effets du défaut de scellement, qu'ils soient hydrauliques ou chimiques. Le lien existant entre débit de pompage et débit de fuite dépendra a priori des caractéristiques du défaut de scellement. Ainsi, en réalisant plusieurs pompages à débits différents et par paliers successifs (un palier correspondant à l'instauration d'un régime permanent), si pour chaque palier le débit de fuite à travers le défaut de scellement peut être déterminé, alors, les caractéristiques géométriques et hydrauliques de celui-ci devraient l'être également.

##### 4.2 Détermination du débit de fuite

Nous proposons la réalisation d'une injection de traceur dont la concentration peut être déterminée. C'est ce qu'avait proposé Meiri (1989) afin de mettre en évidence l'existence d'un court-circuit hydraulique sans toutefois en déterminer le débit de fuite. Le traceur est injecté dans le piézomètre à une concentration constante  $C_0$ , qui est connue. Il est ensuite récupéré (une récupération rapide indiquera alors l'existence d'un court-circuit hydraulique) en sortie de pompage après son cheminement à travers un éventuel défaut de scellement. Au bout d'un certain temps, une fois un régime permanent atteint, la concentration en traceur récupérée devient constante, on la notera  $C_{max}$ . Cette concentration peut ainsi être déterminée pour chaque palier de pompage. Cette concentration est notée  $C_{max}$  car lors du premier pompage, la concentration en sortie de pompage augmente durant la phase transitoire jusqu'à l'obtention d'un seuil correspondant à la concentration maximale que l'on peut récupérer une fois le régime permanent atteint. Une fois la concentration  $C_{max}$  déterminée associée à un débit de pompage de valeur  $Q$ , le débit de fuite  $q_f$  peut être déterminé. Ces variables peuvent en effet être mises en relation, sous certaines hypothèses, par une simple équation de dilution :

$$q_f = Q \frac{C_{max}}{C_0} \quad [1]$$

Cette équation traduit le fait que durant un certain temps de pompage, le volume de solution provenant du défaut de scellement à la concentration  $C_0$  en traceur est dilué dans le volume pompé (durant ce même temps) provenant de l'aquifère du bas et ne contenant pas de traceur. Par conséquent, l'écriture de cette équation implique les hypothèses suivantes :

- L'eau pénétrant dans le défaut de scellement provient uniquement de l'injection de la solution contenant le traceur, ce afin d'assurer la pénétration à l'entrée de la fuite d'une concentration en traceur de valeur  $C_0$  connue. En d'autres

termes, lors de l'injection, il ne doit pas y avoir de dilution de la solution de traceur avec des eaux provenant de l'aquifère du haut.

- Le régime permanent doit être atteint pour pouvoir relever la valeur de concentration  $C_{max}$  en traceur de l'eau pompée. Un certain temps d'attente sera nécessaire, ainsi que plusieurs mesures de concentration afin de déterminer le moment à partir duquel elle devient constante.

- Le choix du traceur est important, il doit d'une part être non réactif, inerte, et absent des aquifères (ou à une quantité si faible qu'elle peut être négligeable par rapport à la concentration injectée).

- Il ne doit pas exister d'apport de l'aquifère du haut à travers l'aquitard vers l'aquifère du bas qui ne doit donc pas être un aquifère à nappe semi-captive.

Enfin, terminons ce paragraphe par deux remarques :

- Lors du pompage, le niveau de la pompe dans la crépine du puits est indifférent quant à l'obtention de  $C_{max}$ . On préférera cependant une position de la pompe la plus proche possible de la sortie de la fuite, c'est à dire de l'extrémité inférieure du défaut de scellement (position dans la crépine vis à vis du toit de l'aquifère du bas). En effet, dans ce cas, le régime permanent en terme de concentration sera plus rapidement atteint, et un gain de temps peut être effectué à ce niveau.

- Lors de la réalisation des pompages par paliers à différents débits  $Q$ , il est à remarquer que pour une même concentration constante d'injection de valeur  $C_0$ , plus la valeur du débit de pompage est élevée, plus la concentration recueillie  $C_{max}$  sera faible en supposant logiquement une plus grande transmissivité de l'aquifère du bas par rapport à celle du défaut de scellement (dilution avec les eaux provenant de l'aquifère du bas plus importante).

#### 4.3 Détermination des caractéristiques du défaut de scellement

Comme mentionné précédemment, par la réalisation de pompages par paliers et la détermination à l'aide d'un traceur des débits de fuite associés, le comportement du tracé de  $Q$  vs.  $q_f$  doit être en relation avec les caractéristiques du défaut de scellement que l'on cherche à déterminer (géométrie a priori inconnue, l'écoulement peut être vertical, hélicoïdal...). Nous allons dans ce paragraphe donner une solution analytique de cette relation en prenant soin de définir les hypothèses dans le cadre desquelles elle s'applique. A la différence de la détermination des débits de fuite s'appuyant sur les effets chimiques du court-circuit hydraulique, nous allons dans ce développement considérer les effets physiques, hydrauliques du court-circuit hydraulique.

Trois équations régissant les écoulements peuvent être formulées dans le cadre du problème étudié. Elles sont données dans les points ci-après :

La loi de Darcy (1856) est appliquée à l'écoulement à travers le défaut de scellement considérant que celui-ci est un milieu poreux.

On en déduit alors l'écriture du débit de fuite :

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

En vertu du principe de conservation des débits, on peut écrire que le débit de pompage représente la somme du débit de fuite et du débit provenant de l'écoulement dans l'aquifère du bas que l'on notera  $q_a$  :

$$Q = q_f + q_a \quad [3]$$

En condition de régime permanent, pour chaque palier de pompage successif, l'équation de Thiem (1906) est appliquée dans l'aquifère du bas entre la sortie de la fuite (distance radiale  $r_f$  par rapport à l'axe du puits) dans celui-ci et sa frontière de recharge (distance radiale  $r_i$  appelée encore rayon d'influence pour laquelle le niveau statique est  $h_3$ ). Cette équation donne l'expression du débit circulant dans l'aquifère du bas pour chaque pompage à débit constant :

$$q_a = \frac{2\pi T_3}{\ln\left(\frac{r_i}{r_f}\right)} (h_3 - h_{2o}) \quad [4]$$

Nous allons maintenant combiner ces trois équations afin d'exprimer  $Q$  en fonction de  $q_f$ . Avec les équations [2] et [4], on trouve l'expression de  $q_a$  en fonction de  $q_f$  en éliminant  $h_{2o}$  :

$$q_a = \frac{2\pi T_3}{\ln\left(\frac{r_i}{r_f}\right)} \left[ h_3 - h_{2i} + \left(\frac{L}{k_2 A}\right) q_f \right] \quad [5]$$

En combinant cette dernière équation avec l'équation [3], il vient finalement :

$$Q = \left[ 1 + \frac{\lambda L}{k_2 A} \right] q_f + \lambda (h_3 - h_{2i}) \quad [6]$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{2\pi T_3}{\ln(r_i/r_f)}$$

L'équation [6] est de la forme  $Q = \alpha q_f + \beta$  avec  $\alpha$  et  $\beta$  deux paramètres dont les écritures sont les suivantes :

$$\alpha = 1 + \frac{\lambda L}{k_2 A} \quad [7]$$

$$\beta = \lambda(h_3 - h_{2i}) \quad [8]$$

L'équation [6] est l'équation d'une droite. Pour que le terme  $\beta$  soit une constante, il faut que la charge hydraulique  $h_{2i}$  soit constante, c'est à dire invariable pour tous les paliers de pompage à débit constant. Nous allons admettre cette hypothèse et reviendrons par la suite sur sa validité par l'étude numérique de différents cas. Celle-ci implique que le rabattement dans l'aquifère du haut au niveau de l'entrée du défaut de scellement est négligeable, la charge hydraulique reste constante à ce niveau au cours des pompages. Nous allons de plus considérer qu'elle est égale au niveau piézométrique que l'on notera  $h_{wH}$  mesuré dans le piézomètre instrumentant l'aquifère du haut avant les opérations de pompage. On néglige ainsi les pertes de charge hydraulique entre le piézomètre et l'entrée du défaut de scellement qui ont lieu dans la lanterne de sable entourant la crépine du piézomètre. On pose par conséquent l'hypothèse suivante :

$$h_{2i} = h_{wH} = \text{Constante} \quad [9]$$

Le tracé de  $Q$  vs.  $q_f$  lors des pompages successifs (en théorie, deux débits de pompage au moins sont nécessaires pour l'obtention d'une droite) permet donc la détermination des constantes  $\alpha$  et  $\beta$ . De plus, en combinant les équations [7], [8], et [9], on obtient l'expression d'un terme, produit de différents paramètres caractérisant le défaut de scellement :

$$\frac{k_2 A}{L} = \frac{\beta}{(\alpha - 1)(h_3 - h_{wH})} \quad [10]$$

Ainsi, la méthode des pompages successifs ne permet pas de déterminer séparément les paramètres  $k_2$ ,  $A$  et  $L$  du défaut de scellement, seul le terme  $k_2 A/L$  pourra être déterminé. Une détermination séparée de ces paramètres paraît difficilement possible compte tenu du grand nombre d'inconnues de ce problème, mais aussi des incertitudes rencontrées en hydrogéologie, alors que le phénomène que l'on cherche à caractériser peut avoir des effets très peu importants. On remarquera cependant qu'un avantage de cette méthode est qu'elle n'impose pas la connaissance de toutes les caractéristiques des aquifères. Seul le niveau statique initial dans l'aquifère du haut est requis d'après l'équation [10]. Frontière de recharge, transmissivité de l'aquifère du bas et distance radiale du défaut de scellement n'interviennent pas. Signalons de plus qu'une fois la droite

$Q$  vs.  $q_f$  tracée, le débit de fuite peut être connu par extrapolation pour n'importe quel débit de pompage, notamment sans pompage, c'est à dire pour la valeur  $Q=0$ . L'impact environnemental pour différentes conditions pourra ainsi être évalué. Enfin, la connaissance de la charge hydraulique dans le puits au cours des pompages successifs n'est pas requise pour la mise en relation par l'équation de Thiem avec d'autres charges hydrauliques extérieures au puits. Ceci constitue un gros avantage pour la simplification du développement analytique. Signalons également qu'avec la loi de Darcy, si on relève la charge hydraulique  $h_{wB}$ , il est possible de tracer  $q_f$ , déterminé par l'équation [1] en fonction de la différence de charge mesurée entre les deux puits ( $h_{wH}-h_{wB}$ ), et ce pour chaque palier de pompage. La pente de la droite de régression permet alors d'obtenir directement la valeur de  $k_2 A/L$ .

## 5. ÉTUDE NUMERIQUE

Nous allons ici confronter la théorie des pompages successifs développée précédemment avec des résultats numériques obtenus avec les logiciels SEEP/W (physique des écoulements souterrains), qui sera utilisé ici en régime permanent, et CTRAN/W (transferts de contaminants en milieu poreux), fonctionnant à partir des calculs de SEEP/W.

### 5.1 Définition du problème

Le problème étudié est à échelle réelle et présente une symétrie de révolution définie par l'axe des ordonnées (définition axisymétrique du problème). Celui-ci est représenté par l'axe de symétrie du puits instrumentant l'aquifère du bas. Ceci implique que le piézomètre instrumentant l'aquifère du haut sera en fait lors des simulations un anneau, ce qui peut différer de la réalité. Les caractéristiques des différentes entités du problème sont synthétisées dans le tableau 1.

**Tableau 1.** Les différents paramètres du problème étudié numériquement.

	Conductivité hydraulique (m/s)	Épaisseur (m)
Aquifère haut	$10^{-4}$	5
Aquifère bas	$10^{-4}$	5
Piézo-mètre	$10^3$	5
Puits	$10^3$	10
Lanternes filtres	$10^{-3}$	5
Anneau de fuite	variable	5

Signalons que tous les milieux poreux sont considérés saturés. Le défaut de scellement vertical a une épaisseur de 5 m et traverse l'aquitard défini complètement imperméable. Le rayon intérieur du défaut de scellement est de 0.3 m et son rayon extérieur est de 0.35 m (ici,  $r_i=0.325$  m), ce qui correspond à une surface d'écoulement d'environ 0.1021 m<sup>2</sup>. Lors des simulations numériques, plusieurs cas seront étudiés selon la conductivité hydraulique du défaut de scellement dont on fixera les valeurs à  $10^{-3}$  m/s,  $10^{-4}$  m/s, et  $10^{-5}$  m/s. Pour les puits, dont la conductivité hydraulique est

en théorie infinie par rapport au milieu poreux, nous avons fixé une valeur très élevée de  $10^{+3}$  m/s. En ce qui concerne les frontières de recharge, elles sont situées aux extrémités des aquifères à une distance de 20 m de l'axe de symétrie ( $r_f=20$  m). Pour l'aquifère du haut,  $h_1=15$  m, et pour l'aquifère du bas,  $h_3=10$  m. Pour information, le puits de l'aquifère du bas a un rayon de 0.1 m. Enfin, signalons que les pompages constituent une condition aux frontières de débit négatif par unité de surface (vitesse). Dans notre problème, la prise d'eau s'effectuera entre les élévations 4.9 m et 5 m et pour un rayon de 0.05 m dans le puits. Ainsi, le pompage concerne une surface de  $0.0314$  m<sup>2</sup>.

Le problème comporte un maillage de 8752 nœuds et 8342 éléments. Sa géométrie est présentée à la figure 3. Les porosités effectives choisies sont de 35 % pour les aquifères et le défaut de scellement, 38 % pour les lanternes de sable et 100% pour les puits. Enfin, en ce qui concerne les valeurs de dispersivités nécessaires pour les calculs de transfert des contaminants, nous avons choisi pour les aquifères, les lanternes de sable et le défaut de scellement une dispersivité longitudinale de 1 m et une dispersivité transversale de 0.1 m.

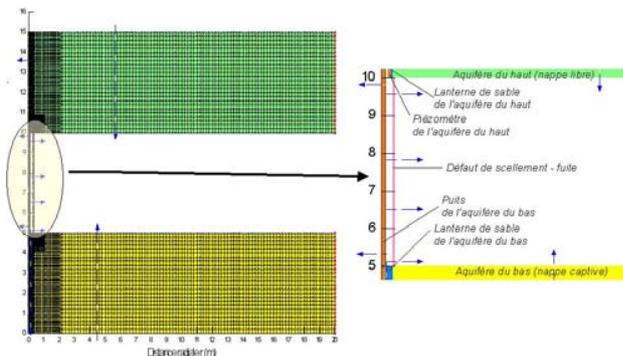


Figure 3: Présentation du maillage du problème considéré pour les simulations numériques.

## 5.2 Application de la méthode des pompages successifs à l'étude numérique

Pour chacun des trois cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement, nous allons appliquer 5 paliers de pompage correspondant à des débits de 32 L/min, 48 L/min, 64 L/min, 96 L/min, et 128 L/min. Un total de 15 simulations aura donc été réalisé. Les simulations avec Seep/W permettent notamment pour ce qui nous intéresse, de calculer la charge hydraulique  $h_{wh}$  pour chaque débit de pompage et pour chaque cas de conductivité hydraulique d'une part, et d'autre part de déterminer le débit de fuite. Ces résultats sont donnés dans le tableau 2. On constate que pour chaque cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement, la variation de la valeur de  $h_{wh}$  mesurée dans le piézomètre est très faible (d'autant plus que  $k_2$  est faible), de l'ordre du cm, même pour la conductivité hydraulique la plus élevée du défaut de scellement et pour des variations importantes du débit de pompage (augmentation d'un facteur de 1 à 4).

Ces variations seront d'autre part à peine perceptibles sur le terrain, et donc non mesurables. Ceci justifie notre hypothèse selon laquelle  $h_{wh}$  est une constante (équation [9]). Nous considérerons par la suite pour nos calculs pour chaque cas de  $k_2$ , la valeur moyenne de  $h_{wh}$  simulée pour les 5 débits de pompage.

Tableau 2: Résultats numériques donnés par Seep/W, des calculs des charges hydrauliques  $h_{wh}$  et  $h_{2i}$  pour les différents cas.

Q (L/min)	$h_{wh}$ (m) simulé avec Seep/W		
	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	14.860	14.985	14.998
48	14.851	14.984	14.998
64	14.842	14.983	14.998
96	14.825	14.981	14.998
128	14.808	14.979	14.998
Moyenne :	14.837	14.982	14.998

Q (L/min)	$h_{2i}$ (m) simulé avec Seep/W		
	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	14.788	14.978	14.998
48	14.774	14.977	14.998
64	14.761	14.976	14.998
96	14.735	14.973	14.998
128	14.709	14.970	14.998
Moyenne :	14.753	14.975	14.998

En comparant pour chaque cas les moyennes, on remarque que plus la conductivité hydraulique du défaut de scellement est faible, et plus les valeurs de  $h_{wh}$  et  $h_{2i}$  sont proches, c'est à dire plus l'hypothèse de l'équation [9] se vérifie. Pour le cas le plus critique ( $k_2=10^{-3}$  m/s), l'erreur ne dépasse cependant pas 5 %. Nous négligerons ainsi les pertes de charge entre l'entrée du défaut de scellement et le piézomètre.

Le débit de fuite a été calculé par Seep/W, les résultats sont donnés dans le tableau 3.

Tableau 3: Résultats numériques donnés par Seep/W, des calculs du débit de fuite pour les différents cas.

Q (L/min)	$q_f$ (L/min) simulé avec Seep/W		
	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	6.3570	0.6908	0.0698
48	6.7500	0.7333	0.0740
64	7.1430	0.7758	0.0783
96	7.9296	0.8607	0.0869
128	8.7162	0.9457	0.0954

Concernant le débit de fuite, on remarque logiquement qu'il augmente avec la conductivité hydraulique du défaut de scellement et le débit de pompage.

Afin d'appliquer la méthode présentée dans cette étude, nous avons déterminé avec Ctran/W les valeurs de  $C_{max}$  obtenues pour tous les cas à partir de l'essai par injection d'un traceur. Celui-ci est injecté dans la partie inférieure du piézomètre à une concentration  $C_0$  de 100 ppm. Pour cela, nous fixons une condition aux frontières entre les élévations 10 m et 10.1 m dans le piézomètre de concentration

constante. Pour chaque palier de pompage, après la phase transitoire de variation de la concentration de traceur relevée en sortie de pompage, le régime permanent est atteint, et la concentration  $C_{max}$  peut être relevée. A titre d'exemple, la figure 4 présente pour un cas de conductivité hydraulique ( $k_2=10^{-4}$  m/s), les résultats obtenus avec Ctran/W. Les courbes illustrent la baisse de la concentration  $C_{max}$  obtenue une fois le régime permanent atteint avec l'augmentation du débit de pompage. Avec les valeurs de concentration  $C_{max}$ , il est alors possible de déterminer les débits de fuite à partir de l'équation [1]. Les résultats sont donnés pour tous les cas étudiés dans le tableau 4. D'autre part, ces résultats peuvent être comparés avec les valeurs de débits de fuite calculées précédemment avec Seep/W données dans le tableau 3. Les résultats de cette comparaison sont donnés dans le tableau 5.

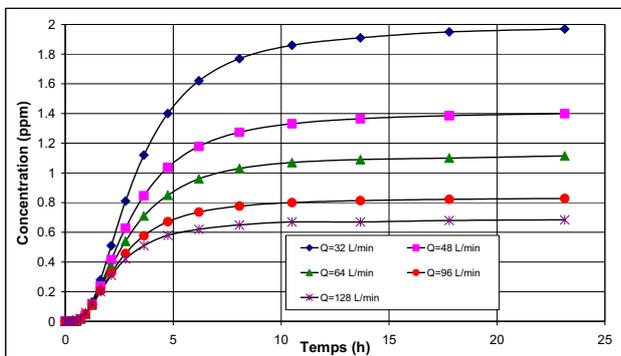


Figure 4: Évolution de la concentration en sortie de pompage en fonction du temps pour les cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement  $k_2=10^{-4}$  m/s.

Tableau 4: Résultats des calculs de  $C_{max}$  et  $q_f$  à partir des simulations réalisées avec Ctran/W.

$C_{max}$ (ppm) simulée avec Ctran/W			
Q (L/min)	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	18.6635	1.9694	0.2018
48	13.2400	1.3998	0.1432
64	10.5275	1.1144	0.1138
96	7.8150	0.8281	0.0844
128	6.4555	0.6845	0.0697

$q_f$ (L/min) calculé avec $C_{max}$ simulée par Ctran/W			
Q (L/min)	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	5.9723	0.6302	0.0646
48	6.3552	0.6719	0.0687
64	6.7376	0.7132	0.0729
96	7.5024	0.7950	0.0810
128	8.2630	0.8761	0.0892

Tableau 5: Comparaison des débits de fuite calculés d'une part par Seep/W (Tableau [3]) et d'autre part à partir de Ctran/W (Tableau [5]) et l'équation de dilution pour les différentes valeurs de  $k_2$  étudiées.

Écart (%) entre $q_f$ simulé par Seep/W et $q_f$ calculé avec Ctran/W			
Q (L/min)	$k_2=10^{-3}$ m/s	$k_2=10^{-4}$ m/s	$k_2=10^{-5}$ m/s
32	6.05	8.77	7.40
48	5.85	8.37	7.13
64	5.68	8.07	6.96
96	5.39	7.64	6.71
128	5.20	7.36	6.52

On remarque que les écarts sont dans tous les cas inférieurs à 10 % ce qui est un bon résultat. On remarque que le débit de fuite calculé avec l'équation de dilution [1] à partir des résultats de Ctran/W est pour tous les cas légèrement inférieur à celui calculé par Seep/W. Les valeurs de  $C_{max}$  sont par conséquent un peu sous estimées bien que ces valeurs soient relevées une fois le régime permanent atteint. Cela provient d'une légère dilution du traceur en entrée du défaut de scellement par des eaux provenant de l'aquifère supérieur. Celle-ci n'est pas prise en compte par l'équation de dilution. Cependant, les simulations numériques ont montré que cet effet peut être négligé tout comme la variation du rabattement à proximité de l'entrée du défaut de scellement dans l'aquifère du haut au cours des différents paliers de pompage.

Il est maintenant possible de tracer Q vs.  $q_f$  pour chaque cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement et de déterminer le produit  $k_2A/L$  à partir de l'équation [10]. Le tracé des courbes est donné dans la figure 5.

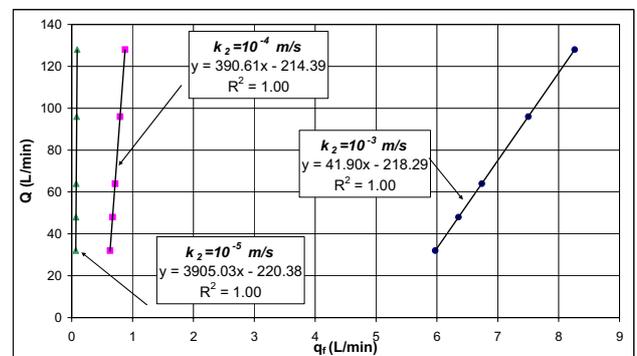


Figure 5: Tracé de Q vs.  $q_f$  pour les différents cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement à partir des simulations numériques

Il est à remarquer tout d'abord que les points de chaque courbe sont parfaitement alignés (coefficient de régression linéaire égal à 1 pour chacun des cas). Cette constatation valide l'équation [6] qui est l'équation d'une droite en considérant l'équation [9]. Ceci confirme par ailleurs que l'hypothèse de l'équation [9] est justifiée. En exploitant les coefficients constants des droites (coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  donnés par les équations [7] et [8]) avec l'équation [10], on calcule  $k_2A/L$ . Ce produit issu des résultats des simulations peut être comparé à sa valeur réelle pour chacun des cas de conductivité hydraulique du défaut de scellement étudié. Notons que pour chaque cas de  $k_2$ , c'est la valeur moyenne

de  $h_{WH}$  pour les 5 différents pompages qui a été considérée. Les résultats sont fournis dans le tableau 6.

Tableau 6: Coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  relevés à partir des courbes Q vs.  $q_f$  simulées, calcul du produit  $k_2A/L$  pour chaque valeur de  $k_2$ , et comparaison avec les valeurs réelles de ce produit.

$k_2$ (m/s)	Alpha (-)	Beta (m <sup>2</sup> /s)	$(k_2A)/L$ (m <sup>2</sup> /s) calculé	$(k_2A)/L$ (m <sup>2</sup> /s) réel	Écart (%)
1.E-03	4.1902E+01	-3.6382E-03	1.8389E-05	2.0420E-05	9.95
1.E-04	3.9061E+02	-3.5731E-03	1.8407E-06	2.0420E-06	9.86
1.E-05	3.9050E+03	-3.6731E-03	1.8824E-07	2.0420E-07	7.82

Les écarts entre les valeurs réelles et celles issues des résultats des simulations appliqués à la méthode des pompages successifs sont inférieurs à 10 %. Ceci montre que la méthode donne une bonne estimation du paramètre représentant les propriétés du défaut de scellement (équation [10]). Remarquons que ces résultats sont meilleurs si la conductivité hydraulique du défaut de scellement est faible. Ceci est lié aux hypothèses. En effet, plus le débit de fuite est élevé ( $k_2$  élevée) et moins l'hypothèse de l'équation [9] s'applique compte tenu qu'une conductivité hydraulique élevée du défaut de scellement rend plus perceptible une variation des rabattements dans l'aquifère du haut au cours des pompages. Il en serait de même avec la surface A ou encore la longueur L du défaut de scellement qui ont une influence directe sur le débit de fuite (selon l'équation [2]). N'oublions pas non plus que les écarts sont liés également à l'approximation de l'équation de dilution [1] pour le calcul du débit de fuite dont nous avons discuté précédemment.

Il reste enfin à calculer par extrapolation des droites obtenues, les valeurs de débit de fuite pour  $Q=0$ , c'est à dire sans pompage et de les comparer avec les résultats de Seep/W. Les résultats de cette comparaison sont donnés dans le tableau 7.

Tableau 7: Détermination du débit de fuite sans pompage ( $Q=0$ ) et comparaison avec le débit de fuite calculé par Seep/W pour les différents cas.

Q=0			
$k_2$ (m/s)	$q_f$ (L/min) calculé	$q_f$ (L/min) simulé	Écart (%)
1.E-03	5.2096	5.5700	6.47
1.E-04	0.5488	0.6058	9.40
1.E-05	0.0564	0.0612	7.77

Les résultats montrent là encore que les écarts sont peu importants, l'extrapolation à partir de la droite Q vs.  $q_f$  donne de bons résultats.

## 6. DISCUSSION ET CONCLUSION

Une étude numérique à l'échelle du terrain pour différents cas de figures a permis de trouver des résultats en accord avec les solutions analytiques développées, et notamment de montrer que les hypothèses qui ont été nécessaires peuvent être faites. 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. L'avantage de la méthode réside dans sa facilité d'application car les expressions analytiques sont réduites à leur plus grande simplicité et les moyens à mettre en œuvre pour sa réalisation sont relativement simples en vue d'une application ultérieure à échelle réelle sur le terrain. Un problème qui n'a cependant pas été envisagé ici est la possibilité d'évolution du défaut de scellement pour des cas réels de terrain. En effet, le défaut de scellement est susceptible de se dégrader dans le temps, modifiant ainsi sa géométrie et donc le débit de fuite.

## 7. RÉFÉRENCES

- Avci, C.B. 1992. Flow occurrence between confined aquifers through improperly plugged boreholes. *Journal of Hydrology*, 139: 97-114.
- Avci, C.B. 1994. Evaluation of flow leakage through artificial conduits. *Water Resources Research*, 30 (9): 2565-2578.
- Chapuis, R.P., and Sabourin, L. 1989. Effects of installation of piezometers and wells on on ground water characteristics and measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 26 (4): 604-613.
- Chapuis, R.P., and Chenaf, D. 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.
- Dunnivant, F.M., Porro, I., Bishop, C., Hubbell, J., Giles, J.R., and Newman, N.E. 1997. Verifying the integrity of annular and back-filled seals for vadose zone monitoring wells. *Ground Water*, 35 (1): 140-148.
- Lacombe, S., Studicky, E., Frape, S. and Unger, A. 1995. Influence of leaky boreholes on cross-formational ground water flow and contaminant transport. *Water Resources Research*, 31 (8): 1871-1882.
- Meiri, D. 1989. A tracer test for detecting cross-contamination along a monitoring well column. *Ground water Monitoring Review*, 9 (2): 78-81.
- Geo-slope International 2002. *Seep/w and Ctran/w user's guides, Versions 5.*
- Silliman, S. and Higgins, D. 1990. An analytical solution for steady-state flow between aquifers through an open well. *Ground Water*, 28: 184-190.