



HAL
open science

Amélioration de la compréhension des fonctionnements hydrodynamiques du champ captant de Crépieux-Charmy

Sébastien Loizeau

► **To cite this version:**

Sébastien Loizeau. Amélioration de la compréhension des fonctionnements hydrodynamiques du champ captant de Crépieux-Charmy. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2013. Français. NNT : 2013GRENU010 . tel-00849117

HAL Id: tel-00849117

<https://theses.hal.science/tel-00849117>

Submitted on 30 Jul 2013

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.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Sciences de la Terre, de l'Univers, et de l'Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Sébastien LOIZEAU

Thèse dirigée par **Jean-Paul GAUDET**
codirigée par **Yvan ROSSIER**

préparée au sein du **Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement et de Veolia Environnement Recherche et Innovation**
dans l'**Ecole Doctorale Terre, Univers, Environnement**

Amélioration de la compréhension des fonctionnements hydrodynamiques du champ captant de Crépieux-Charmy

Thèse soutenue publiquement le **14 juin 2013**,
devant le jury composé de :

M. Philippe BELLEUDY

Pr. Université Joseph Fourier, LTHE, Président

M. Hervé JOURDE

MdC Hydrosciences Montpellier, Rapporteur

M. Pierre RIBSTEIN

Pr. Université Pierre et Marie Curie, Sisyphe, Rapporteur

M. Pierre MARMONIER

Pr. Université Claude Bernard, LEHNA, Examineur

M. Jean-Paul GAUDET

IGR Université Joseph Fourier, LTHE, Directeur de thèse

M. Yvan ROSSIER

Pr. Université Joseph Fourier, LTHE, Co-directeur de thèse

Mme Anne PERRISSIN

IG Grand Lyon, Invitée

M. Emmanuel SOYEUX

IG Veolia Environnement Recherche et Innovation, Invité



Résumé

Dans un champ captant, comme celui qui alimente l'agglomération lyonnaise, le fonctionnement de chaque « objet » (bassins d'infiltration, puits, rivières, nappe, zone non saturée) et leurs interactions sont complexes et mal connus.

Dans un premier temps, une série d'essais d'infiltration à différentes échelles dans un bassin artificiel de réalimentation a permis de mieux appréhender le fonctionnement de cet ouvrage et de chiffrer les paramètres hydrodynamiques de la zone non saturée. Les résultats des interprétations par méthodes numériques fondées sur l'équation de Richards ont montré que les flux infiltrés dans les bassins dépendent principalement de la conductivité hydraulique à saturation d'une couche située directement sous le sable calibré couvrant le fond du bassin, identifiée comme étant moins perméable que la nappe. Cette couche conditionne l'existence d'une zone non saturée.

La réalisation d'essais de pompage dans l'aquifère sur les forages d'exploitation et sur un dispositif spécialement mis en place durant ce travail a permis de déterminer les paramètres hydrodynamiques de la nappe.

Une analyse des observations et une modélisation conceptuelle en 2D, puis en 3D ont permis d'identifier les mécanismes prépondérants (stratifications, apports et prélèvements) et de simuler correctement à la fois les flux infiltrés dans un des bassins d'infiltration et la remontée de la nappe. A l'échelle d'un bassin, les flux infiltrés sont variables dans le temps, ils dépendent de l'état de colmatage de la surface d'infiltration mais également de la température de l'eau infiltrée et de l'état hydrique initial du sol sous le bassin.

Les analyses de sensibilité réalisées avec les modèles mis en place indiquent que la conductivité hydraulique à saturation de l'aquifère, mais également la proximité des conditions aux limites imposées dans la nappe (les rivières et les puits de pompage) influencent de manière prépondérante la remontée de la nappe.

Une modélisation 3D d'un autre secteur du champ captant comprenant deux bassins d'infiltration, deux bras de rivière ainsi que des puits de pompage a été réalisée. La condition à la limite imposée sur les rivières est du troisième type en accord avec l'observation d'un sous-écoulement en nappe. Les échanges nappe/rivières sont calés sur des observations à partir d'une chronique de propagation d'une onde de crue dans la nappe.

Des piézomètres en flûte de pan, spécifiquement implantés à proximité d'un bassin, ont permis d'observer des différences de charge hydraulique fortes à différents niveaux de l'aquifère lorsque le bassin d'infiltration est en eau. La modélisation 3D est conforme à ces observations. Elle a confirmé l'importance du rôle d'une hétérogénéité de type argilo-sableuse (de conductivité hydraulique à saturation inférieure aux autres lithologies présentes dans l'aquifère) dans les écoulements (direction et flux).

Le modèle développé représente correctement les flux infiltrés via les bassins ainsi que les fluctuations de la piézométrie de la nappe. Il permet de vérifier l'inversion des écoulements par rapport aux infiltrations de la rivière, d'identifier les puits alimentés par les bassins d'infiltration et également de mettre en évidence les flux de nappe passant sous la rivière.

Mots clés : Hydrogéologie, nappe des alluvions du Rhône, recharge artificielle, équation de Richards, modélisation hydrodynamique 3D, essais d'infiltration et de pompage.

Abstract

In a well field of the Lyon metropolitan area, designed for drinking water supply, behaviour of each object (infiltration basins, wells, rivers, aquifer, and unsaturated zone) and their interactions are complex and not well-known.

As a first step, infiltration tests at different spatial scales in one artificial basin were performed to better understand the basin operation and to estimate the hydrodynamic parameters of the unsaturated zone. Results of interpretation, using numerical methods based on Richards equation, reveal that infiltrated basin fluxes mainly depend on saturated hydraulic conductivity of a layer located just below the calibrated sand layer that cover the basin bottom. Indeed this layer has been estimated to be less permeable than the aquifer, which allows the existence of the unsaturated zone below.

Pumping tests in the groundwater have been performed using production wells and a well specially implemented during this thesis work in order to estimate aquifer hydrodynamic parameters.

Observations analysis and a conceptual modelling, in 2D and then in 3D, lead to a better understanding of the controlling mechanisms (stratification, input and output) and to simulate both basin infiltration rates and water table rise. Considering the whole basin scale, input fluxes are transient, related to the clogging statement of the infiltration area but also to the temperature of inflow water and the initial statement of the soil just below the basin.

Sensitivity analyses using the models highlight that the amount of the water table rise is mainly influenced by the aquifer saturated hydraulic conductivity and also by the location of imposed boundaries in the aquifer (rivers and pumping wells).

The model properly accounts basin inflow fluxes and water table fluctuations. The model is able to verify if flows are reversed in relation to river exchanges, if wells are fed by infiltration basins and it highlights aquifer flows below the river.

A 3D modelling has been realised in another area of the well field, comprising two infiltration basins, two river arms and pumping wells. In agreement with underflow in the aquifer, rivers are imposed in the model as third kind boundary conditions. Aquifer and river exchanges are calibrated with observed data of one aquifer flood-wave propagation.

Significant differences of hydraulic heads have been observed at different depths of the aquifer using panpipes piezometers, specifically implemented, close to one infiltration basin. These differences are closely related to basin operation.

These observations are properly calculated by the 3D model. Using the model, the effect of one sandy-clay heterogeneous layer (whose saturated hydraulic conductivity is lower than the ones of other aquifer lithologies) on aquifer flows (direction and flux) is notable.

The model properly accounts basin inflow fluxes and water table fluctuations. The model is able to verify if flows are reversed in relation to river exchanges, if wells are fed by infiltration basins and it highlights aquifer flow below the river.

Keywords: Groundwater hydrology, Rhône alluvial aquifer, artificial recharge, Richards equation, 3D hydrodynamic modelling, infiltration and pumping tests.

Remerciements

Plus de trois années de recherche scientifique arrivent à leurs termes à l'écriture de ces remerciements. Cette partie est dédiée à toutes les personnes que j'ai rencontrées tout au long de mon parcours.

Avant toute chose, je souhaite remercier mes deux directeurs de thèse Jean-Paul Gaudet et Yvan Rossier du Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE). L'encadrement de ma thèse a été pour moi très complémentaire et ceci m'a permis d'aboutir ce projet. Je n'oublierai jamais les moments passés ensemble, tant à résoudre des équations d'écoulement qu'à les vérifier autour d'une bonne table... Je remercie le temps qu'ils ont consacré à répondre à mes nombreuses questions que j'ai pu avoir dans mon esprit de « petit jeune » (Rossier, 2010 – 2013). Je tiens ici à souligner les compétences scientifiques et les qualités humaines de ces deux personnes. J'espère pouvoir travailler encore avec eux dans le futur sur d'autres projets ou collaborations.

Je remercie Hervé Jourde et Pierre Ribstein d'avoir acceptés d'être les rapporteurs de mon travail de thèse. Ils ont réalisé des remarques pertinentes sur mon manuscrit. Merci à Philippe Belleudy pour avoir accepté d'être président du jury. Merci également à Anne Perrissin, Emmanuel Soyeux et Pierre Marmonier d'avoir acceptés de juger mon travail lors de la soutenance publique.

Ce travail de thèse n'aurait pu exister sans la participation et le financement de Veolia Environnement Recherche et Innovation et de Veolia Eau. A ce titre, je souhaite remercier les premières personnes à m'avoir fait confiance pour mener à bien ce projet : Genest Cartier, Stéphanie Gast, Nicolas Rampoux et Katia Besnard. Durant mon parcours, ils ont su m'encadrer, m'orienter, m'aider professionnellement et humainement.

Cette thèse est financée en partie par la communauté urbaine de Lyon (Grand Lyon), que je remercie. J'ai apprécié les échanges que nous avons pu avoir, notamment avec l'unité direction de l'eau. Je tiens à remercier ici le travail d'Anne Perrissin et de Véronique Paimblanc avec qui j'ai toujours entretenu d'excellents rapports. Je remercie également Odile Fournier et Claude Presle de la direction de l'eau pour avoir soutenu mon projet. J'espère que ce travail permettra d'apporter une pierre nécessaire à l'amélioration de la connaissance des fonctionnements « hydrodynamiques » du champ captant, ceci dans l'objectif de pérenniser une ressource qu'il faut protéger et qui devient limitée.

Je remercie l'Association Nationale de la Recherche et de la Technologie (ANRT) pour avoir accepté de financer cette thèse.

Je souhaite remercier tout particulièrement l'équipe ressource en eau de Veolia Eau à laquelle j'ai été rattaché. Cette équipe m'a apportée un support scientifique, technique et financier, indispensable au bon déroulement de cette thèse. Il faut particulièrement souligner le travail de Gilles Regnier, responsable du service, dont j'ai apprécié sa rigueur, ses compétences techniques et ses qualités humaines. Je souhaite également remercier la personne avec qui j'ai partagé mon bureau durant plus de trois ans : Roger Arquillière, technicien de Veolia Eau. Ses compétences techniques notamment sur le terrain ont toujours été d'une aide précieuse. Je me souviendrai toujours des moments passés ensemble, tant professionnels que personnels.

Je souhaite également remercier tout le personnel Veolia Eau qui m'a aidé de près ou de loin à réaliser les expérimentations. Dans ce travail de thèse, il n'y a aucune « petites contributions ». Je remercie tout particulièrement le poste de commande qui a toujours pu adapter l'exploitation à mes expérimentations. A ce titre, je remercie toutes les équipes opérationnelles aux travers de Frédéric Morand, Thierry Deguerce, Vincent Dupressoir et Bertrand Perrin. Je remercie également David Poinard responsable du bureau d'étude pour m'avoir soutenu dans les derniers mois de ma thèse.

Je remercie toute l'équipe du LTHE de Grenoble pour les séminaires auxquels j'ai pu participer. Le laboratoire m'a permis de prendre connaissance de problématiques différentes de celles traitées dans ma thèse. Je souhaite également bon courage à tous les doctorants du LTHE que j'ai pu rencontrer.

Je remercie l'équipe de Veolia Environnement Recherche et Innovation (VERI), avec qui j'ai pu échanger durant mes « rares » passages à Rueil-Malmaison. Je remercie tout particulièrement Katia Besnard et Solenne Grellier pour avoir suivi mon travail avec attention. Je remercie également Emmanuel Soyeux pour son implication dans le projet et le travail de relecture de ma thèse. Je remercie Marie-Pierre Jaffrezic pour mon encadrement au sein de VERI.

Je souhaite remercier le Laboratoire d'Ecologie des Hydrosystèmes Naturels et Anthropisés (LEHNA) qui a participé aux essais d'infiltration présentés dans ce travail, ainsi qu'à de nombreuses réflexions scientifiques. Les analyses en laboratoire (analyses granulométriques, teneurs en eau...) réalisées dans cette thèse ont été effectuées dans leurs locaux et à ce titre je les remercie.

Je remercie toute l'équipe du LEHNA pour leurs implications dans mes travaux : Rafael Angulo-Jaramillo, Laurent Lassabatère, Thierry Winiarsky, Cecile Delolme, Laurence Volatier, Florian Mermillod-Blondin, Pierre Marmonier et Marc Danjean.

J'exprime ici mon encouragement à Morgane Bouvarot-Gette (Doctorante du LEHNA) avec qui j'ai apprécié échanger sur des thématiques parfois un peu éloignées des miennes. Je lui souhaite bon courage pour la réalisation de sa thèse.

Je remercie Yohanna Ahumada et Mohammed Mahieddine, stagiaires de Master 2 que j'ai co-encadré avec Yvan Rossier au sein de Veolia Eau. J'ai pu avancer dans certains raisonnements scientifiques dans cette thèse grâce à eux.

Je remercie la direction technique de Veolia Eau pour avoir suivi mon travail, tout particulièrement les hydrogéologues Boris David et Marc Alary. J'ai apprécié leurs compétences et les discussions techniques que nous avons pu avoir.

Je souhaite remercier la société DHI, qui a fourni gracieusement le logiciel de modélisation des écoulements (FEFLOW) avec le plug-in utilisé dans cette thèse. Merci à toute l'équipe du support pour les réponses actives à mes nombreuses sollicitations.

Je remercie toute l'équipe du KWB de Berlin et tout particulièrement Matthias Staub pour m'avoir permis de visiter les champs captant de la ville de Berlin qui disposent également d'un système de réalimentation par bassins d'infiltration. Je me souviendrai longtemps de l'accueil qui nous a été réservé lors de notre venue.

Car une thèse n'est pas uniquement la rédaction d'un mémoire mais aussi un développement personnel. Je souhaite remercier tous mes collègues de travail au quotidien à Veolia Eau. Désolé, de ne pas pouvoir citer tout le monde ici...

Ces remerciements ne seraient être complets sans dire MERCI à ma famille et à tous mes amis pour m'avoir aidé, soutenu dans ma vie lyonnaise parfois très loin de ma région parisienne.

Pour finir et je gardais la meilleure pour la fin, je souhaite remercier ma copine Pascale qui a supporté mes sautes d'humeur et surtout mon éloignement lors de cette période de thèse. Sans toi, je ne serais pas là où je suis aujourd'hui, et si j'ai pu avancer, c'est grâce à toi et où j'irai, c'est avec toi...

Table des matières

TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES FIGURES	11
LISTE DES TABLEAUX	15
LISTE DES ACRONYMES	17
LISTE DES SYMBOLES	19
INTRODUCTION	25

CHAPITRE 1

LA RECHARGE ARTIFICIELLE ET LE SITE ETUDIE : CREPIEUX-CHARMY

1.1. Différentes applications pour un même concept	31
1.1.1. La recharge artificielle : de multiples objectifs.....	31
1.1.2. Différents types de dispositifs de recharge :	32
1.1.2.1. Les infiltrations de surface	32
1.1.2.2. Les forages d'injection	33
1.2. Eléments clés de fonctionnement d'une infiltration de surface	34
1.2.1. La recharge face au colmatage.....	34
1.2.2. Réaction de l'aquifère soumis à une recharge.....	36
1.3. Les bassins d'infiltration et leur environnement sur le site de Crépieux-Charmy	38
1.3.1. Crépieux-Charmy dans l'est-lyonnais.....	38
1.3.1.1. Localisation	38
1.3.1.2. Hydrologie	39
1.3.2. Hydrogéologie de l'est lyonnais.....	40
1.3.2.1. Le réservoir molassique	40
1.3.2.2. Le réservoir fluvioglaciaire	41
1.3.2.3. Le réservoir fluviatile moderne du Rhône	41
1.3.2.4. Exploitation de la ressource dans l'est-lyonnais	45
1.3.3. Description du site de captage de Crépieux-Charmy.....	45
1.3.3.1. Présentation	45
1.3.3.2. Concept et dimensionnement de la barrière hydraulique	47
1.3.3.3. Conception et fonctionnement actuel des bassins d'infiltration	49
1.3.3.4. Entretien des bassins d'infiltration.....	50
1.4. Conclusions et discussion	52

CHAPITRE 2

MODELISATIONS ET RESOLUTIONS NUMERIQUES

2.1. Définitions	55
-------------------------------	-----------

2.1.1.	Notion de porosité et de teneur en eau.....	55
2.1.1.1.	Porosité.....	55
2.1.1.2.	Teneur en eau.....	56
2.1.2.	Potentiels et pressions dans l'eau du sol :.....	57
2.1.2.1.	Notion d'eau libre et d'eau liée.....	57
2.1.2.2.	Le potentiel hydrique.....	58
2.1.2.3.	Pression (h) et charge (H).....	58
2.1.2.4.	Profil hydrique dans le sol.....	59
2.1.3.	Stock d'eau dans le sol : notion d'emmagasinement.....	60
2.2.	Equations de transfert.....	62
2.2.1.	Loi de Darcy.....	62
2.2.2.	Equation de continuité.....	64
2.2.3.	Equation de diffusivité.....	66
2.2.4.	Equation de Richards.....	66
2.2.5.	Courbes caractéristiques en zone non saturée.....	67
2.2.5.1.	Relation entre pression et teneur en eau.....	67
2.2.5.2.	Relation entre conductivité, teneur en eau et pression.....	68
2.2.5.3.	Quelques courbes caractéristiques.....	68
2.2.5.4.	Conductivité hydraulique K au voisinage de θ_s	69
2.3.	Modélisation et résolutions numériques.....	70
2.3.1.	Modélisation des écoulements.....	70
2.3.1.1.	Conditions initiales.....	70
2.3.1.2.	Conditions aux limites.....	70
2.3.2.	Résolutions numériques.....	71
2.3.2.1.	Choix des éléments finis.....	72
2.3.2.2.	Deux codes de calcul en éléments finis.....	72
2.3.2.3.	Pertinence du choix des codes de calcul.....	73
2.4.	Conclusions et discussion.....	73

CHAPITRE 3

CARACTERISATIONS HYDRODYNAMIQUES

3.1.	Zone non saturée.....	77
3.1.1.	Caractérisations de la couche artificielle de sable.....	77
3.1.1.1.	Méthode Beerkan et interprétation par BEST.....	77
3.1.1.2.	Protocole sur le terrain.....	78
3.1.1.3.	Résultats des mesures de terrain.....	79
3.1.1.4.	Interprétation avec la méthode BEST.....	81
3.1.1.5.	Discussion.....	82
3.1.2.	Caractéristiques des couches sous le sable calibré.....	82
3.1.2.1.	Observation des fonds de bassin.....	82
3.1.2.2.	Essai d'infiltration monocouche : matériels et méthodes.....	87
3.1.2.3.	Résultats.....	87
3.1.2.4.	Interprétations par méthodes numériques.....	88
3.1.2.5.	Discussion.....	91
3.1.3.	Evaluation des paramètres hydrodynamiques en milieu bicouche.....	91
3.1.3.1.	Matériels et méthodes.....	91
3.1.3.2.	Résultats.....	91
3.1.3.3.	Interprétation par méthodes numériques.....	93
3.1.4.	Comparaison des résultats de la partie non saturée.....	95
3.2.	Caractéristiques de l'aquifère (zone saturée).....	96
3.2.1.	Objectif et méthode d'interprétation.....	96
3.2.2.	Caractérisation de l'aquifère par essais de pompage.....	98

3.2.2.1.	Bilan de l'existant et répartition des essais	98
3.2.2.2.	Essais de pompage sur les ouvrages d'exploitation	99
3.2.2.3.	Essais de pompage sur le forage dédié à l'expérimentation	99
3.3.	Conclusions et discussion	105

CHAPITRE 4

APPROCHE METHODOLOGIQUE SUR UN BASSIN PILOTE

4.1.	Expérience sur site : essai d'infiltration à l'échelle d'un bassin	109
4.1.1.	Le bassin d'infiltration 3.1 dans son environnement	109
4.1.2.	Essai d'infiltration.....	110
4.1.3.	Résultats des mesures	112
4.1.3.1.	Vitesse d'infiltration dans le bassin	112
4.1.3.2.	Remontée de la nappe.....	112
4.2.	Utilisation de l'outil numérique de simulation.....	113
4.2.1.	Approche bidimensionnelle	113
4.2.1.1.	Conception et géométrie	113
4.2.1.2.	Paramètres du modèle	114
4.2.1.3.	Conditions aux limites et conditions initiales	114
4.2.1.4.	Calages et résultats	116
4.2.1.5.	Discussion	117
4.2.2.	Approche tridimensionnelle	119
4.2.2.1.	Conception et géométrie	119
4.2.2.2.	Paramètres du modèle	120
4.2.2.3.	Conditions aux limites et conditions initiales.....	120
4.2.2.4.	Calages et résultats	122
4.3.	Discussion des résultats	125
4.3.1.	Remontée de la nappe et conductivité hydraulique à saturation	125
4.3.2.	Remontée de la nappe et $\Delta\theta$	125
4.3.3.	Remontée de la nappe et conditions aux limites.....	127
4.3.4.	Remontée de la nappe et maintien d'une ZNS	128
4.4.	Comparaison des échelles d'observation.....	130
4.5.	Conclusions et discussion	131

CHAPITRE 5

APPLICATION A UNE ZONE COMPLEXE DU CHAMP CAPTANT

5.1.	Ouvrages d'observation	135
5.2.	Echanges nappe/rivières	135
5.2.1.	Principes de base avec un modèle bidimensionnel	135
5.2.1.1.	Condition de charge imposée (1 ^{er} type ou Dirichlet).....	136
5.2.1.2.	Condition de charge avec transfert imposé (3 ^e type ou Cauchy)	137
5.2.2.	Observations sur le champ captant.....	138
5.2.2.1.	Dispositif de mesure.....	138
5.2.2.2.	Observations effectuées sur le dispositif	139
5.2.2.3.	Observations dans les flûtes de pan lors d'un essai de pompage sur les puits de Charmy 141	
5.2.3.	Relations nappe/rivières : bilan des observations.....	143

5.3. Rôle des échanges bassin/nappe	143
5.3.1. Dispositif de mesure au niveau du bassin d'infiltration 5.2	144
5.3.2. Observations effectuées sur le dispositif.....	144
5.4. Modélisation de la zone étudiée	147
5.4.1. Elaboration du modèle	147
5.4.2. Géométrie et caractéristiques physiques	148
5.4.3. Conditions aux limites	150
5.4.3.1. Surface supérieure.....	150
5.4.3.2. En profondeur.....	151
5.4.3.3. Surface inférieure.....	151
5.4.4. Simulation 1 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières	151
5.4.4.1. Coefficient de transfert.....	151
5.4.4.2. Condition initiale.....	152
5.4.4.3. Paramètres du modèle de « Référence »	152
5.4.4.4. Coefficients de transfert : évaluation.....	153
5.4.4.5. Paramètre $\Delta\theta$: évaluation	155
5.4.5. Simulation 2 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières/bassins	156
5.4.5.1. Condition initiale	156
5.4.5.2. Calage des paramètres physiques	157
5.4.5.3. Flûte de pan Bassin	159
5.4.5.4. Bilan des paramètres physiques estimés	161
5.4.6. Simulation 3 : évaluation du modèle	162
5.4.6.1. Chronique simulée	162
5.4.6.2. Etat initial.....	163
5.4.6.3. Flûte de pan Bassin	165
5.4.7. Vision globale des écoulements.....	166
5.4.8. Zone non saturée sous le bassin	168
5.5. Conclusions et discussion	169
CONCLUSIONS GENERALES	173
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	179
ANNEXES	189

Liste des figures

Figure 1 : Schéma conceptuel des écoulements sur le site de Crépieux-Charmy.....	26
Figure 2 : Section schématique type d'un bassin d'infiltration (Bouwer,2002).....	32
Figure 3 : Concepts d'ASR et d'ASTR vus par Peter Dillon (2005).....	33
Figure 4 : Observation du colmatage des fonds de bassin	35
Figure 5 : Vue de la remontée de la nappe sous un bassin d'infiltration (Hantush,1967).....	36
Figure 6 : Localisation du site d'étude	38
Figure 7 : Températures et pluviométrie moyennes (moyennées sur 10 ans).....	39
Figure 8 : Contexte hydrographique général	39
Figure 9 : Carte géologique de l'est lyonnais (David <i>et al.</i> , 1979, modifiée).....	43
Figure 10 : Profondeur du substratum et position de la surface libre de la nappe des alluvions fluvioglaciaires et des alluvions fluviales en Octobre 1972 (Gleizes, 1973, modifiée).....	44
Figure 11 : Répartition des volumes prélevés dans l'aquifère des alluvions fluviales (a) et des alluvions fluvioglaciaires (b).....	45
Figure 12 : Plan du site de captage d'eau potable de Crépieux-Charmy.....	46
Figure 13 : Piézométrie moyenne du champ captant simulée au 17 janvier 1989.....	47
Figure 14 : Principe schématique de la barrière hydraulique	48
Figure 15 : Piézométrie simulée avec la recharge artificielle prévue (BURGEAP, 1990).....	48
Figure 16 : Vue du remplissage d'un bassin d'infiltration (a) et d'une tranchée dans le fond d'un bassin d'infiltration (b).....	49
Figure 17 : Granulométrie réalisée sur le fond des bassins d'infiltration du site de captage de Crépieux-Charmy (Bouvarot, 2011)	51
Figure 18 : Porosité primaire des alluvions fluviales (Johnson, 2003)	55
Figure 19 : Porosité au fluide dans les sols.....	56
Figure 20 : Structure de la couche d'eau au contact d'une particule solide (de Marsily, 1981).....	58
Figure 21 : Potentiels hydriques (à l'équilibre) dans la zone non saturée et saturée du sol.....	59
Figure 22 : Courbe caractéristique du profil hydrique à l'équilibre d'un sol.....	60
Figure 23 : Profil de teneur en eau entre deux niveaux de nappe stabilisés, correspondant au volume drainé dans un aquifère homogène (Mc Whorter et Sunada, 1977, modifié).....	61
Figure 24 : Volume de contrôle dans un aquifère libre.....	62
Figure 25 : Représentation de l'expérience de Darcy pour un écoulement permanent.....	62
Figure 26 : Variation du coefficient de viscosité cinématique de l'eau avec la température.....	63
Figure 27 : Élément de volume utilisé pour dériver l'équation de continuité	65
Figure 28 : Forme des fonctionnelles hydrauliques pour différents sols dans le modèle de van Genuchten-Mualem et de Brooks-Corey (Roth, 1994, modifié).....	69
Figure 29 : Conductivité hydraulique relative en fonction de la teneur en eau	69
Figure 30 : Maillage d'un système aquifère par différences finies et éléments finis	72
Figure 31 : Localisation des essais d'infiltration à charge constante positive et à charge constante nulle dans le bassin d'infiltration 3.1.....	77
Figure 32 : Matériel expérimental pour la réalisation d'un essai Beerkan.....	78
Figure 33 : Fréquence cumulée des tailles des particules de la couche de sable	79
Figure 34 : Courbes d'infiltration cumulées des essais Beerkan dans le bassin 3.1	80
Figure 35 : Evolution du flux des essais Beerkan dans le bassin 3.1	81
Figure 36 : Etapes de caractérisation des couches de fond du bassin par granulométrie	82
Figure 37 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G1	83
Figure 38 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G2	84
Figure 39 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G3	85
Figure 40 : Modèle type de lithologie des couches identifiées dans le bassin 3.1	86
Figure 41 : Vue de l'ouverture réalisée dans le bassin pour placer l'anneau (a) et vue du remplissage initial de l'anneau dans une bêche (b).....	87
Figure 42 : Lame d'eau infiltrée cumulée en fonction du temps.....	88

Figure 43 : Evolution du front d'humidité moyenné sur les quatre directions X1, X1', X2, X2' à la surface en fonction du temps pour l'essai d'infiltration.....	88
Figure 44 : Calage de la lame d'eau infiltrée cumulée dans le temps.....	89
Figure 45 : Courbe de rétention (a) et de conductivité (b) de la couche sablo-graveleuse	90
Figure 46 : Evolution du front d'humidité observé et simulé moyen au cours de l'essai.....	90
Figure 47 : Vue en coupe 2D (a) et 3D (b) de la distribution des teneurs en eau dans le modèle numérique à 6000 s de l'essai d'infiltration	91
Figure 48 : Remplissage de l'anneau (a) et contrôle de l'avancée du front d'humidité à la surface (b) lors de l'essai d'infiltration en bicouche	91
Figure 49 : lame d'eau infiltrée cumulée en fonction du temps moyen.....	92
Figure 50 : Relevé des teneurs en eau dans la couche A en fonction de la distance par rapport au centre de l'anneau (a) et vue du front d'humidité en surface au bout de 17100 s d'essai (b)	93
Figure 51 : Résultats de la modélisation des courbes $i(t)$	94
Figure 52 : Répartition des teneurs en eau à la surface du sable mesurées et simulées à au bout de 17100 s d'infiltration.....	94
Figure 53 : Vue en coupe 2D et 3D de la distribution de la teneur en eau dans le modèle numérique à 480 s (a) et à 15000 s (b) de l'essai d'infiltration G3.....	95
Figure 54 : Coupe schématique d'un pompage en aquifère libre.....	96
Figure 55 : Répartition des essais de pompage sur le champ captant	98
Figure 56 : Carte de l'ensemble du dispositif dédié à l'expérimentation	100
Figure 57 : Contextes hydrologiques des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2, du Vieux-Rhône, et piézométrie de la nappe à S03 lors des essais de pompage no 1, 2 et 3	101
Figure 58 : Vue du dispositif d'essai de pompage dans Fexp1 sur le terrain.....	101
Figure 59 : Evolution du rabattement lors des essais de pompage 1, 2 et 3 sur le piézomètre S23.	102
Figure 60 : Calage du rabattement mesuré dans le piézomètre S23 avec le rabattement théorique calculé par la méthode de Theis	102
Figure 61 : Caractéristiques de la série en flûte de pan située à proximité du bassin d'infiltration....	104
Figure 62 : Rabattements observés dans la flûte de pan Berge Forêt.....	105
Figure 63 : Rabattements observés dans la flûte de pan Bassin	105
Figure 64 : Localisation du bassin d'infiltration 3.1 dans le champ captant, avec un agrandissement sur son environnement proche	109
Figure 65 : Evolution de la hauteur d'eau et du débit d'alimentation dans le bassin lors de l'essai d'infiltration réalisé dans le bassin 3.1 (été 2011).....	110
Figure 66 : Carte piézométrique de l'état initial de la nappe avant essai.....	111
Figure 67 : Evolution de la vitesse d'infiltration dans le bassin 3.1	112
Figure 68 : Remontée de la nappe observée sur les piézomètres B01, B04 et M03.....	113
Figure 69 : Coupe bidimensionnelle du modèle suivant l'axe X-Y	115
Figure 70 : Hauteurs d'eau expérimentales et calculées dans le bassin pour K_{sB} constante, et K_{sB} variable pour les deux épaisseurs de 0.4 m et 1 m de la couche B.....	116
Figure 71 : Evolution du coefficient adimensionnel de correction $f(t)$	117
Figure 72 : Evolution des hauteurs d'eau et de la vitesse d'infiltration lors de l'essai d'infiltration réalisé dans le bassin 3.1 (hiver 2011)	118
Figure 73 : Evolution des hauteurs d'eau et de la vitesse d'infiltration lors de l'exploitation du bassin 3.1 (printemps 2012)	119
Figure 74 : Localisation et géométrie du domaine modélisé en 3D	119
Figure 75 : Représentation conceptuelle du modèle 3D (Loizeau <i>et al.</i> , 2012)	120
Figure 76 : Conditions aux limites et position de la surface libre de la nappe à l'état initial dans le modèle tridimensionnel.....	121
Figure 77 : Relation entre le volume et la hauteur d'eau dans le bassin	121
Figure 78 : Hauteur d'eau observée et simulée dans le bassin avec K_{sB} variable.....	122
Figure 79 : Remontée de la nappe observée et simulée dans les piézomètres B01, B04 et M03	123
Figure 80 : Lignes de courant lors de l'essai d'infiltration dans le bassin 3.1 avant la recharge (0 jours) (a) au maximum de la recharge (10.25 jours) (b) et vue de côté des lignes de courant au maximum de la recharge (c)	124
Figure 81 : Remontée de la nappe pour différentes valeurs de K_{sC} au piézomètre B01	125
Figure 82 : Remontée de la nappe pour différentes valeurs de $\Delta\theta$ au piézomètre B01.....	126
Figure 83 : Position des limites de charges imposées à l'amont simulées dans la nappe	127
Figure 84 : Remontées de la nappe calculées pour les différentes positions de la charge imposée (a) et remontées de la nappe calculées après 10.25 jours d'infiltration (b).....	128

Figure 85 : Etat de saturation et position de la surface libre de la nappe au maximum de la recharge ($t = 10.25$ jours) pour le modèle a (a), le modèle b (b) et le modèle de référence (c).....	129
Figure 86 : Volumes sollicités en fonction des échelles d'infiltration.....	131
Figure 87 : Ouvrages d'observation cités dans ce chapitre à l'intérieur de la zone étudiée	135
Figure 88 : Influence de la condition de type Dirichlet dans la rivière sur les flux dans la nappe	136
Figure 89 : Influence de la condition de type Cauchy dans la rivière sur les flux dans la nappe	137
Figure 90 : Forme des isopièzes à proximité du Vieux-Rhône.....	139
Figure 91 : Relevé des cotes piézométriques et du niveau du Vieux-Rhône au mois d'octobre 2012	140
Figure 92 : Différences de cotes piézométriques (Haut – Milieu) et (Haut – Bas) pour les données acquises sur la flûte de pan Berge forêt avec les cotes piézométriques dans l'ouvrage C03 (a) et niveaux d'eau dans le bassin 5.2 (b) en octobre 2012.....	141
Figure 93 : Cotes piézométriques relevées lors de l'essai de pompage sur les puits de Charmy et niveau du Vieux-Rhône	142
Figure 94 : Rabattement observé sur la flûte de pan Berge et sur le piézomètre C03 lors de l'essai de pompage sur Charmy	143
Figure 95 : Forme des isopièzes à proximité du bassin d'infiltration 5.2.....	144
Figure 96 : Cotes piézométriques et niveaux dans les rivières observés pour une chronique avec deux évènements distincts : le passage d'une crue et la mise en eau des bassins d'infiltration	145
Figure 97 : Différences de cotes piézométriques observées dans la flûte de pan Bassin et niveaux d'eau dans les bassins 5.1 et 5.2	146
Figure 98 : Profil géologique au niveau de la flûte de pan Bassin	146
Figure 99 : Etapes de mise en place du modèle tridimensionnel.....	147
Figure 100 : Domaine d'étude (a) et vue tridimensionnelle du maillage dans FEFLOW® (b)	148
Figure 101 : Choix des couches, maillage et conductivités hydrauliques à saturation des différentes lithologies dans le modèle tridimensionnel.....	149
Figure 102 : Conditions aux limites imposées à la surface supérieure du modèle	150
Figure 103 : Conditions aux limites dans la ZS du modèle	151
Figure 104 : Coefficient de transfert dans les rivières	152
Figure 105 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 1.....	152
Figure 106 : Cotes piézométriques simulées et observées sur les piézomètres M24 (a) et Berge Total (b) dans la simulation 1	153
Figure 107 : Cotes piézométriques simulées et observées dans les piézomètres M24 (a) et Berge Total (b) pour différentes combinaisons des coefficients de transfert.....	155
Figure 108 : Cotes piézométriques simulées et observées dans les piézomètres M24 (a) et Bassin Total (b) pour différentes valeurs du paramètre $\Delta\theta$	156
Figure 109 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 2.....	157
Figure 110 : Vitesses d'infiltration et hauteurs d'eau observées pour les bassins 5.1 et 5.2.....	157
Figure 111 : Hauteurs d'eau simulées et observées dans les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2.....	158
Figure 112 : Cotes piézométriques simulées et observées sur le piézomètre M26 dans la simulation 2	159
Figure 113 : Cotes piézométriques simulées et observées sur la flûte de pan Bassin en haut et en bas de la nappe dans la simulation 2.....	159
Figure 114 : Vue en coupe dans l'axe CD des courbes isopièzes dans la simulation 2 avant la recharge et pendant la recharge (6 jours).....	161
Figure 115 : Chronique piézométrique générale de la simulation 3.....	162
Figure 116 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 3.....	163
Figure 117 : Vitesses d'infiltration et hauteurs d'eau observées pour les bassins 5.1 et 5.2.....	163
Figure 118 : Hauteurs d'eau simulées et observées dans les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2.....	164
Figure 119 : Cotes piézométriques simulées et observées sur le piézomètre M26 dans la simulation 3	165
Figure 120 : Cotes piézométriques simulées et observées sur la flûte de pan Bassin en haut et en bas de la nappe dans la simulation 3	165
Figure 121 : Cotes piézométriques simulées en haut et en bas de la nappe, et observées sur le piézomètre M24 dans la simulation 3.....	166
Figure 122 : Lignes de courant dans la ZS de l'aquifère avant la recharge (a) et pendant la recharge après 8 jours (b)	167

Figure 123 : Profil vertical de saturation au 8 ^e jour de la simulation 3 selon l'axe A-B	168
Figure 124 : Carte de localisation du forage d'essai 0906-1 et des ouvrages d'observation.....	204
Figure 125 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le forage 0906-1	204
Figure 126 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis	205
Figure 127 : Carte de localisation du forage d'essai 0904-1 et des ouvrages d'observation.....	206
Figure 128 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le forage 0904-1	206
Figure 129 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis	207
Figure 130 : Carte de localisation du puits d'essai 0803 et des ouvrages d'observation	208
Figure 131 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le puits 0803	208
Figure 132 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis	209
Figure 133 : Rabattement spécifique en fonction du débit de pompage.....	210
Figure 134 : Résultats de l'essai de pompage par paliers	210
Figure 135 : Evolution du rabattement réel mesuré, du rabattement théorique avec uniquement des pertes de charge linéaires, du rabattement avec uniquement les pertes de charge non linéaires et du rabattement calculé total dans le forage Fexp1 en fonction du débit de pompage.....	210

Liste des tableaux

Tableau 1 : Conductivités hydrauliques pour différents sols (Bouwer 1999)	33
Tableau 2 : Résultats des analyses des échantillons prélevés dans le sable du bassin 3.1	80
Tableau 3 : Teneurs en eau relevées sur le terrain avec une sonde TDR	80
Tableau 4 : Résultats des essais Beerkan interprétés avec la méthode BEST	81
Tableau 5 : Paramètres hydrodynamiques du modèle numérique monocouche	89
Tableau 6 : Résultats des trois essais d'infiltration en bicouche	92
Tableau 7 : Paramètres hydrodynamiques du modèle numérique bicouche	93
Tableau 8 : Récapitulatif des résultats obtenus	95
Tableau 9 : Données d'entrée dans les simulations et identifications des paramètres physiques par la méthode de Theis	98
Tableau 10 : Bilan des essais de pompage interprétés avec la méthode de Theis	99
Tableau 11 : Récapitulatif des caractéristiques des 3 essais de pompage	101
Tableau 12 : Résultats des interprétations de l'essai de pompage no 1 avec la méthode de Theis .	103
Tableau 13 : Nomenclature utilisée pour les piézomètres en flûte de pan	103
Tableau 14 : Bilan des paramètres hydrodynamiques issus des expérimentations	106
Tableau 15 : Instrumentation pour l'essai d'infiltration	110
Tableau 16 : Paramètres d'entrée du modèle 2D	114
Tableau 17 : Paramètres d'entrée du modèle 3D	120
Tableau 18 : Charges imposées et distances au bassin pour chaque simulation	127
Tableau 19 : Bilan des conductivités hydrauliques à saturation déterminées dans les essais d'infiltration à différentes échelles	130
Tableau 20 : Combinaisons des coefficients de transfert simulés dans différents tests	154
Tableau 21 : Gammes de $\Delta\theta$ testées	155
Tableau 22 : Bilan des paramètres physiques calés dans le modèle tridimensionnel	162
Tableau 23 : Valeurs des principaux paramètres utilisés dans le chapitre 5	174
Tableau 24 : Résultats du calage avec la méthode de Theis	205
Tableau 25 : Résultats du calage avec la méthode de Theis	207
Tableau 26 : Résultats du calage avec la méthode de Theis	209

Liste des acronymes

AEP	Alimentation en Eau Potable
ASR	Aquifer Storage and Recovery
ASRT	Aquifer Storage Recovery and Transfer
BEST	Beerkan Estimation of Soil Transfer Parameter
BRGM	Bureau de Recherches Géologiques et Minières
CGE	Compagnie Générale des Eaux
CIFRE	Convention Industrielle de Formation par la Recherche
DUP	Déclaration d'Utilité Publique
EDF	Electricité De France
FEFLOW	Finite Element subsurface Flow & transport simulation system
IGN	Institut Géographique National
LEHNA	Laboratoire d'Ecologie des Hydrosystèmes Naturels et Anthropisés
LTHE	Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement
MAR	Management of Aquifer Recharge
MARS	Management of Aquifer Recharge and Storage
MDF	Méthode des Différences Finies
MEF	Méthode des Eléments Finis
MNT	Modèle Numérique de Terrain
NGF	Nivellement Général de la France
N, S, E, O	Nord, Sud, Est, Ouest
NTU	Nephelometric Turbidity Unit
PPI	Périmètre de Protection Immédiat
RMP	Résistance Magnétique Protonique
ROSALYÉ	Riposte Optimisée pour la Sécurisation de l'Alimentation de Lyon en Eau
SAGE	Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux
SAT	Soil Aquifer Treatment
SI	Système International
SIG	Système d'Information Géographique
TDR	Time Domain Reflectometry
VER	Volume Elémentaire Représentatif
VERI	Veolia Environnement Recherche et Innovation
ZNS	Zone Non Saturée
ZS	Zone Saturée

Liste des symboles

Les dimensions correspondantes dans le système international (SI)

L : Dimension d'une longueur (unité SI : mètre)

M : Dimension de masse (unité SI : kilogramme)

T : Dimension d'un temps (unité SI : seconde)

Θ : Dimension d'une température (unité SI : Kelvin, on utilise dans ce travail le degré Celsius avec T (K) = T(°C) + 273.15 °C).

Symbole	Dimension	Définition
A	L^2	Surface de la section de la colonne, surface d'échange
A_b	L^2	Surface d'infiltration du bassin
b	L	Constante de linéarisation de Hantush
C_v	-	Coefficient de viscosité cinématique
$c(h)$	L^{-1}	Capacité capillaire
d	L	Épaisseur de la couche colmatante, diamètre moyen des grains
erf	-	Fonction d'erreur
e	$L^3 \cdot L^{-3}$	Indice des vides
e	L	Épaisseur saturée de l'aquifère
F_c	-	Fraction volumique de cailloux
F_s	-	Fraction volumique de sol
$f(t)$	-	Fonction du coefficient de correction de la vitesse d'infiltration
g	$L \cdot T^{-2}$	Accélération de la pesanteur
h	L	Charge de pression, potentiel de pression
h_i	L	Charge hydraulique avant recharge
h_g	L	Pression de la remontée capillaire
h_o	L	Pression d'entrée d'air dans le sol
H	L	Charge hydraulique
H_b	L	Hauteur d'eau dans le bassin
H_{ref}	L	Charge hydraulique de référence
H_0	L	Charge hydraulique de la nappe avant pompage
I	L	Infiltration cumulée
IR	$L \cdot T^{-1}$	Vitesse d'infiltration calculée à partir des cycles de vidanges
k	L^2	Perméabilité intrinsèque du sol
K^*	$L \cdot T^{-1}$	Conductivité hydraulique dépendante de la pression ou de la teneur en eau
k_r	-	Conductivité hydraulique relative
K_s	$L \cdot T^{-1}$	Conductivité hydraulique à saturation
L, L_b	L	Longueur du bassin d'infiltration
M_s	M	Masse de l'échantillon sec (après séchage au four à 105 °C)
M_{sat}	M	Masse totale de l'échantillon saturé
M_w	M	Masse d'eau contenue dans l'échantillon
n	-	Normale extérieure à la frontière considérée
n, m	-	Coefficients de « forme » caractéristiques du sol
p	-	Paramètre associé à la tortuosité
p	$M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$	Pression au point considéré
p_{ATM}	$M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$	Pression atmosphérique
q	$L \cdot T^{-1}$	Densité de flux volumique (flux de Darcy)
Q	$L^3 \cdot T^{-1}$	Débit permanent à travers la colonne, débit de pompage dans le puits, débit
Q_t	$L^3 \cdot T^{-1}$	Débit entrant/sortant du modèle
Q^*	$L^2 \cdot T^{-1}$	Débit d'eau divisé par la longueur d'infiltration
$Q_{(in)}$	$L \cdot T^{-3}$	Débit d'eau alimenté imposé dans le bassin
$Q_{(out)}$	$L \cdot T^{-3}$	Débit d'eau infiltré calculé à travers le fond du bassin
r	L	Distance entre le puits et le piézomètre d'observation
R	$L \cdot T^{-1}$	Densité de flux volumique de recharge constante

R^2	-	Coefficient de corrélation
Re	-	Nombre de Reynolds
S	-	Coefficient d'emmagasinement
S	$L.T^{1/2}$	Sorptivité
Sat	$L^3.L^{-3}$	Degré de saturation
S_e	-	Saturation effective
S_y	-	Coefficient d'emmagasinement (specific yield)
S_{ya}	-	Coefficient d'emmagasinement apparent (apparent specific yield)
t	T	Temps
T	$L.T^{-2}$	Transmissivité de l'aquifère
T	Θ	Température
T_{ref}	Θ	Température de référence
V	L^3	Volume d'eau
V_v	L^3	Volume total de vide
V_s	L^3	Volume total de solide
V_T	L^3	Volume total de sol
V_{vco}	L^3	Volume de vides connectés
V_{voc}	L^3	Volume des vides occlus
V_w	L^3	Volume d'eau total dans l'échantillon
V_{wim}	L^3	Volume d'eau immobile
V_{wm}	L^3	Volume d'eau mobile
V_b	$L.T^{-1}$	Composante verticale de la vitesse d'infiltration dans le bassin
V_{wb}	L^3	Volume d'eau dans le bassin
W	L	Largeur du bassin d'infiltration
W(U)	-	Fonction de Theis
x, y, z	-	Directions de l'espace
Z	L	Altitude sur le plan de référence, cote
Z	L	Hauteur de la surface libre de l'aquifère (Hantush), niveau de la surface libre de la nappe

Lettres grecques

α	L^{-1}	Inverse de la pression h_g
$\Delta\theta$	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau disponible à l'écoulement
$\Delta x, \Delta y$	L	Longueurs des cotés de la surface du volume unitaire
ΔH	L	Variation de charge hydraulique
ΔL	L	Distance parcourue par l'eau
ε_{co}	$L^3.L^{-3}$	Porosité connectée du sol
ε_{oc}	$L^3.L^{-3}$	Porosité occluse du sol
ε_t	$L^3.L^{-3}$	Porosité totale
η	-	Paramètre de forme
θ	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau
θ_f	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau relevée à la fin de l'essai
θ_{im}	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau immobile
θ_m	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau mobile
θ_{oc}	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau occluse
θ_r	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau résiduelle
θ_s	$L^3.L^{-3}$	Teneur en eau à saturation
λ	-	Paramètre positif lié à la porosité
ν	$L^2.T^{-1}$	Viscosité cinématique du fluide
ν_T	$L^2.T^{-1}$	Viscosité cinématique à la température T
ν_{Tref}	$L^2.T^{-1}$	Viscosité cinématique à la température T_{ref}
ρ	$M.L^{-3}$	Masse volumique du fluide
ρ_d	$M.L^{-3}$	Masse volumique apparente sèche du sol
ρ_w	$M.L^{-3}$	Masse volumique de l'eau liquide
Φ	T^{-1}	Coefficient de transfert
Ψ	$M.L^{-1}.T^{-2}$	Potentiel hydrique total

Ψ_g	$M.L^{-1}.T^{-2}$	Potentiel de gravité
Ψ_o	$M.L^{-1}.T^{-2}$	Potentiel de pression osmotique
Ψ_p	$M.L^{-1}.T^{-2}$	Potentiel de pression matriciel
ω	$M.M^{-1}$	Teneur en eau pondérale (massique)

Introduction

Introduction

Contexte

La ressource en eau douce est limitée, elle est soumise à l'aléa climatique et à une très forte pression anthropique. Dans le cas de l'alimentation en eau d'une population urbaine, la ressource est souvent localisée dans des volumes limités et est fortement exploitée. Se posent alors deux problèmes majeurs : exploiter le réservoir en garantissant sa réalimentation et préserver la qualité de l'eau.

C'est dans ce contexte que se situe le champ captant l'un des plus importants d'Europe qui alimente majoritairement la communauté urbaine de Lyon. Un volume limité de l'aquifère est exploité par 114 ouvrages de pompage. Bien que la nappe soit puissante, il existe des périodes où son niveau devient préoccupant pour le pompage. Le champ captant est en zone urbaine et à proximité de cours d'eau qui réalimentent la nappe. Il est donc soumis à un risque de pollution chimique et/ou biologique accidentel, notamment en provenance des cours d'eau.

Douze bassins d'infiltration d'eau de surface ont été aménagés sur le champ captant pour soutenir le niveau de l'aquifère en basses eaux et pour essayer de créer une barrière hydraulique entre les ouvrages de pompage et les cours d'eau adjacents.

Les différents "objets" (aquifère, ouvrages de pompage, cours d'eau, bassins d'infiltration) interagissent entre eux. De plus, le milieu souterrain est hétérogène et les hétérogénéités ne peuvent être identifiées et caractérisées (par rapport aux écoulements) que par des méthodes indirectes. Enfin, les conditions aux limites du champ captant varient spatialement et temporellement. Ces facteurs rendent difficile la caractérisation des chemins de l'eau souterraine, et la quantification des flux d'eau, qui sont des éléments essentiels à une bonne gestion du champ captant.

Devant la complexité de l'objet global d'étude, il a été choisi dans ce travail de tenter de caractériser chaque objet constitutif (nappe, cours d'eau, puits et bassins), ainsi que leurs interactions réciproques. L'objet bassin a été "privilegié", parce qu'il est le moins connu pour son apport aux chemins de l'eau souterraine et pour sa contribution à la saturation du sol sous-jacent. L'étude a été construite en partant des bassins et en incluant progressivement leurs interactions avec leur environnement. Cette conceptualisation est illustrée par le schéma de la figure 1. Les points d'interrogation sur la figure matérialisent les points sur lesquels nous avons travaillé plus particulièrement, soit pour approfondir l'identification de mécanismes, soit pour quantifier les échanges, soit pour préciser les conditions aux limites.

Bien que nombreuses et de bonne qualité, les mesures disponibles sont insuffisantes pour identifier correctement les flux et les chiffrer. Un modèle mathématique est développé pour calculer les variations spatio-temporelles de la pression de l'eau du sol et en déduire les champs de vitesse de l'eau, les champs de teneur en eau et les niveaux piézométriques de la nappe.

Comme dans toute modélisation, la conceptualisation est primordiale, tant pour l'identification des mécanismes prépondérants (et leur traduction en équations) que pour le découpage spatio-temporel (signature des hétérogénéités et des conditions aux limites).

Les paramètres relatifs à la modélisation doivent être déterminés, ce qui sera fait : soit par emprunt à la littérature, soit par des essais dédiés, soit par calage sur certaines mesures.

Le découpage spatial et la résolution des équations sont numériques.

La capacité du modèle à reproduire la réalité sera évaluée par comparaison entre calculs et mesures, sur des chroniques différentes de celles utilisées pour le calage.

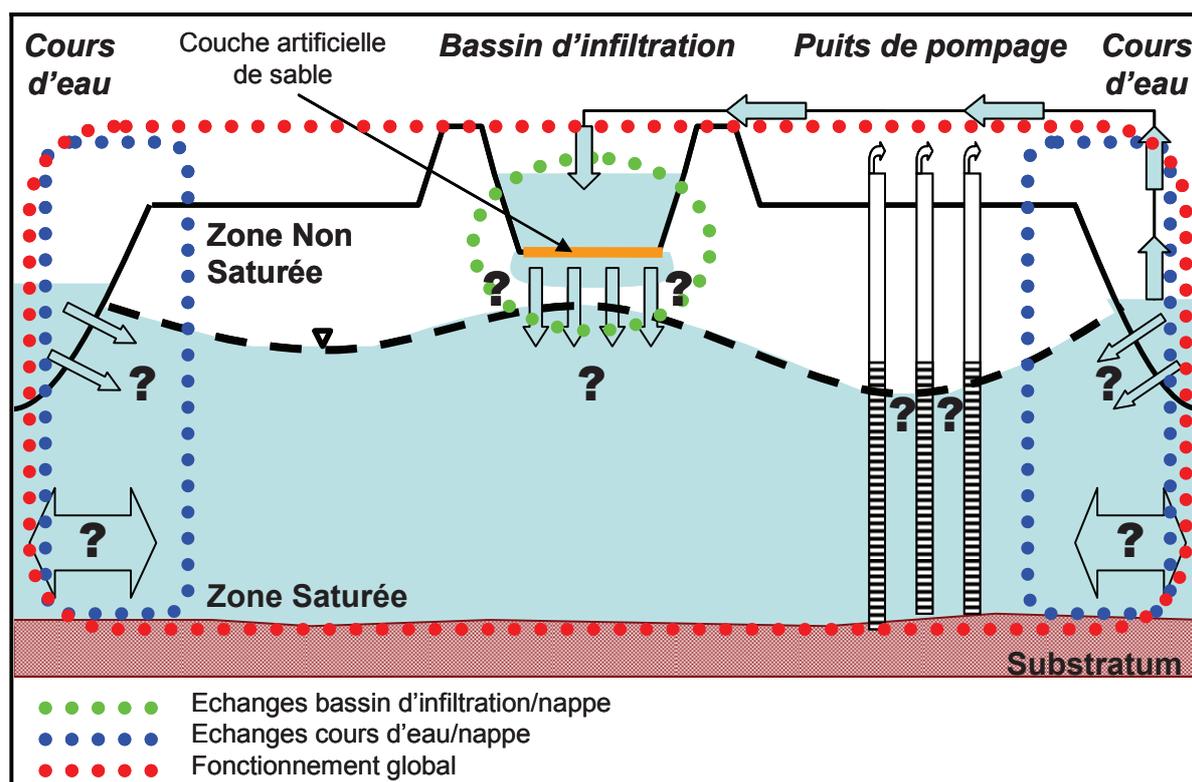


Figure 1 : Schéma conceptuel des écoulements sur le site de Crépieux-Charmy

Cadre de la thèse et collaborations

Ce travail s'inscrit dans une étude globale de caractérisation des processus physiques, biologiques et chimiques dans le champ captant de Crépieux-Charmy. Depuis 1990, la communauté urbaine de Lyon (Grand Lyon) et Veolia Eau ont mis en place un important programme de sécurisation et d'optimisation de la ressource en eau du champ captant.

Récemment, une plateforme de recherche a été mise en place pour définir les axes de recherche prioritaires et pour valoriser les résultats. Cette plateforme regroupe deux laboratoires universitaires : le LTHE (Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement) et le LEHNA (Laboratoire d'Ecologie des Hydrosystèmes Naturels et Anthropisés), le propriétaire du site (Grand Lyon) ainsi que deux industriels : Veolia Eau et VERI (Veolia Environnement Recherche et Innovation). La plateforme de recherche facilite les échanges d'informations et de données entre les différents membres, ainsi qu'une synchronisation des travaux.

La thèse a été financée dans le cadre d'une convention CIFRE et encadrée par VERI et le LTHE. Le dispositif expérimental dédié et les expérimentations réalisées ont bénéficié de l'apport financier du Grand Lyon, et de Veolia Eau. Le LEHNA a aussi fourni un apport technique et scientifique dans la conduite et l'interprétation des essais d'infiltration dans les bassins, ainsi que pour les analyses des échantillons de sol en laboratoire. Veolia Eau a fourni son soutien technique pour toutes les expérimentations réalisées sur le site qui sont citées dans ce travail.

Organisation du document

Ce travail est organisé en 5 chapitres :

- Le chapitre 1 pose le principe des différentes méthodes de recharge artificielle existantes. La discussion est orientée sur les bassins d'infiltration et les éléments clés contrôlant leur fonctionnement : les capacités d'infiltration (notamment le colmatage) et la réaction de la surface libre de la nappe.

Le cadre de l'étude est présenté à travers l'implantation des bassins d'infiltration dans l'environnement du site de captage de Crépieux-Charmy. Dans cette partie, le concept de la barrière hydraulique de

protection du champ captant contre une pollution par les cours d'eau sur le site est développé. Un aspect législatif et technique permet d'avoir une vision opérationnelle de ces ouvrages sur le site.

- Le chapitre 2 fournit les bases théoriques nécessaires à la modélisation proposée, avec les définitions des variables, ainsi que les équations de transfert (en particulier l'équation de Richards), et les paramètres qui en découlent. Cette unique équation est résolue numériquement dans tout le domaine souterrain (zone saturée et zone non saturée) en utilisant la variable de pression h avec la technique des éléments finis (logiciels FEFLOW[®] et COMSOL Multiphysics[®]).

- Le chapitre 3 contient les résultats des expérimentations réalisées sur le terrain permettant de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques des couches identifiées en place dans le fond de bassin et dans l'aquifère. Dans la partie non saturée sont présentés les résultats des interprétations des essais d'infiltration dans un bassin pilote à l'échelle décimétrique (Beerkan) et métrique (simple anneau).

Dans la partie saturée, les essais de pompage réalisés sur les puits de l'exploitation ainsi que sur un forage expérimental sont interprétés avec la méthode de Theis pour déterminer les conductivités hydrauliques à saturation de l'aquifère.

- Le chapitre 4 présente le développement d'une méthodologie pour reproduire à la fois les flux dans un bassin modèle (géométrie rectangulaire et environnement « simple ») et la réaction de la nappe sous-jacente. Un essai d'infiltration à l'échelle d'un bassin entier sert de base au développement d'un modèle conceptuel, d'abord bidimensionnel, puis tridimensionnel. Le modèle conceptuel est utilisé pour tester l'influence des paramètres physiques de l'aquifère et des conditions aux limites dans la réaction de la surface libre de la nappe.

- Le chapitre 5 applique et complète la méthodologie développée au chapitre 4 sur une autre zone plus complexe du champ captant. Basé sur des observations dans la nappe à différentes profondeurs, un modèle numérique tridimensionnel compris entre la surface du terrain naturel et le substratum de la nappe alluviale est réalisé en intégrant une géométrie et des conditions aux limites complexes. Le modèle conceptuel mis en place permet de représenter les observations réalisées. Le modèle, notamment en visualisant les lignes de courant, et les cartes de saturation en eau, donne accès à une vision globale et intégrée des échanges existants entre l'eau provenant des bassins d'infiltration, des rivières, de la nappe et des puits de pompage.

Chapitre 1

La recharge artificielle et le site étudié : Crépieux-Charmy

1.1. Différentes applications pour un même concept	31
1.1.1. La recharge artificielle : de multiples objectifs.....	31
1.1.2. Différents types de dispositifs de recharge :	32
1.1.2.1. Les infiltrations de surface	32
1.1.2.2. Les forages d'injection	33
1.2. Eléments clés de fonctionnement d'une infiltration de surface	34
1.2.1. La recharge face au colmatage.....	34
1.2.2. Réaction de l'aquifère soumis à une recharge.....	36
1.3. Les bassins d'infiltration et leur environnement sur le site de Crépieux-Charmy	38
1.3.1. Crépieux-Charmy dans l'est-lyonnais.....	38
1.3.1.1. Localisation	38
1.3.1.2. Hydrologie	39
1.3.2. Hydrogéologie de l'est lyonnais.....	40
1.3.2.1. Le réservoir molassique.....	40
1.3.2.2. Le réservoir fluvioglaciaire	41
1.3.2.3. Le réservoir fluvial moderne du Rhône	41
1.3.2.4. Exploitation de la ressource dans l'est-lyonnais	45
1.3.3. Description du site de captage de Crépieux-Charmy.....	45
1.3.3.1. Présentation	45
1.3.3.2. Concept et dimensionnement de la barrière hydraulique	47
1.3.3.3. Conception et fonctionnement actuel des bassins d'infiltration	49
1.3.3.4. Entretien des bassins d'infiltration.....	50
1.4. Conclusions et discussion	52

Chapitre I

La recharge artificielle et le site étudié : Crépieux-Charmy

1.1. Différentes applications pour un même concept

1.1.1. La recharge artificielle : de multiples objectifs

L'évolution des populations, l'extension des activités industrielles et agricoles peuvent engendrer une surexploitation locale des ressources en eaux souterraines (Rai *et al.*, 1998). Ceci conduit à une diminution de la disponibilité de l'eau, d'autant plus importante dans les régions arides et semi-arides (Al-Muttair *et al.*, 1991). La réalimentation artificielle d'un aquifère est un processus anthropique qui consiste à introduire dans un réservoir souterrain une quantité d'eau plus importante que celle qui y parviendrait selon un fonctionnement naturel (Wuilleumier *et al.*, 2008). Dans le processus naturel, la recharge de la nappe s'effectue par les eaux météoritiques, et/ou par les infiltrations d'un cours d'eau et l'exhaure de la nappe se fait par évapotranspiration (Bouwer, 2002), et/ou par drainage dans un cours d'eau ou une autre limite. C'est ce processus naturel qui est modifié par la recharge artificielle.

Selon Peter Dillon (2009), cette activité anthropique qui touche à la recharge des aquifères peut être divisée en trois catégories :

- La recharge inintentionnelle : par coupe des arbres (diminution de l'évapotranspiration), ruissellement profond lors d'irrigation de surfaces, par les fuites de conduites d'eau potable ou d'eaux usées....
- La recharge non maîtrisée : puits d'infiltration d'eau pluviale, épandage d'eaux usées (généralement pour les éliminer sans traitement), modification de bras de rivière, les lacs....
- La recharge maîtrisée : à travers des ouvrages dédiés comme des puits d'injection, des bassins d'infiltration, des galeries d'eaux pluviales. L'eau injectée peut avoir différentes origines : assainie, provenant de la surface ou d'autres aquifères.

On s'intéressera dans ce travail au concept de recharge maîtrisée, ou « MAR » (Management of Aquifer Recharge), ou également de « MARS » (Management of Aquifer Recharge and Storage). Depuis plusieurs années, le concept de MAR (ou MARS) est couramment utilisé dans le monde pour différentes applications :

- Dans les pays avec des climats arides ou semi-arides, la réalimentation de volumes d'eau dans l'aquifère aboutit à un stockage, permettant de disposer d'eau pendant les périodes sèches. Le stockage souterrain a l'avantage, par opposition à un stockage de surface, de protéger une masse d'eau contre les blooms algaux et l'évaporation (Stuyfzand *et al.*, 2004). Dans ce cas, les caractéristiques géologiques des formations destinées à la recharge doivent préalablement être bien identifiées pour éviter que le stockage soit inefficace tant en quantité qu'en qualité.
- Dans les pays où l'eau est disponible, la recharge artificielle peut permettre de créer une barrière hydraulique par remontée de la nappe. Ceci permet d'engendrer, par inversion des gradients, des changements de directions d'écoulement dans la nappe pour la protéger d'une intrusion saline provenant de la mer (projet : West Coast, Dominguez Gap, Alamitos Barrier et Talbier Barrier, Los Angeles, Etats-Unis) ou d'une pollution provenant d'une rivière.
- Les capacités épuratrices du sol sont utilisées lors du processus de recharge pour purifier des eaux traitées. On parle alors de « SAT » (Soil Aquifer Treatment) ou de procédés de « reuse ».
- Pour des cas particuliers, la recharge peut modifier la structure de l'aquifère : par fracturation hydraulique pour l'exploitation des gaz ou des huiles pour la production d'énergie (Etats-Unis).
- La réalimentation pour l'alimentation en eau potable (AEP), avec reprise de l'eau infiltrée est une technique relativement récente (Bel, 1986), celle-ci permet de soutenir les niveaux de nappe engendrés par les rabattements des sites de pompage (par exemple en France sur les sites de production AEP de : Coissy-sur-Seine, Flins-Aubergenville, Crépieux-Charmy, Houille Moulle, etc....).

Communément l'eau destinée à la recharge provient d'une rivière dont tout ou partie de son débit est prélevé ou dévié pour alimenter une plaine d'épandage, d'un lac (naturel ou artificiel) ou

encore de bassins d'infiltration. Pour une installation domestique, l'eau pluviale peut être récupérée et réinjectée dans le sol. Dans les procédés d'épuration, de l'eau usée préalablement traitée est infiltrée dans le sol par des bassins d'infiltration ou des plaines d'épandage. Dans d'autres cas, de l'eau souterraine peut être réalimentée à partir d'un aquifère différent.

1.1.2. Différents types de dispositifs de recharge :

Le type de dispositif de recharge artificielle à mettre en place dépend de l'objectif de la recharge et de la lithologie de l'aquifère en place. Il existe deux grands types de dispositif de recharge artificielle (Bouwer, 2002) : les infiltrations de surface et les puits d'injection.

1.1.2.1. Les infiltrations de surface

Les infiltrations de surface sont des dispositifs qui n'impliquent généralement pas de conceptions hydrauliques complexes (Nwachukwu, 2010). La recharge peut se faire à travers des surfaces naturelles (lacs) ou artificielles (bassins d'infiltration). Les lacs naturels peuvent être réalimentés par des dérivations de bras de rivières ou des conduites d'eau.

Les surfaces d'infiltration sont utilisées dans le cas où l'aquifère est libre et le niveau piézométrique proche du niveau du sol (Gale, 2005). Cependant, il existe des bassins d'infiltration où l'eau est injectée dans une nappe à plus d'une centaine de mètres sous le sol (Izbicki *et al.*, 2008).

Le fonctionnement type d'une infiltration de surface consiste à injecter de l'eau dans le sol qui va percoler jusqu'à la nappe. Lorsque les volumes alimentés sont plus importants que les volumes pouvant être évacués localement dans l'aquifère, une remontée du niveau de l'aquifère survient. Le dôme hydraulique formé remonte à un maximum localisé sous la surface d'infiltration (fig.2). L'aquifère doit disposer de caractéristiques physiques adaptées afin de limiter l'importance du dôme hydraulique et ainsi préserver une zone non saturée (ZNS) sous le bassin (Bouwer 2002).

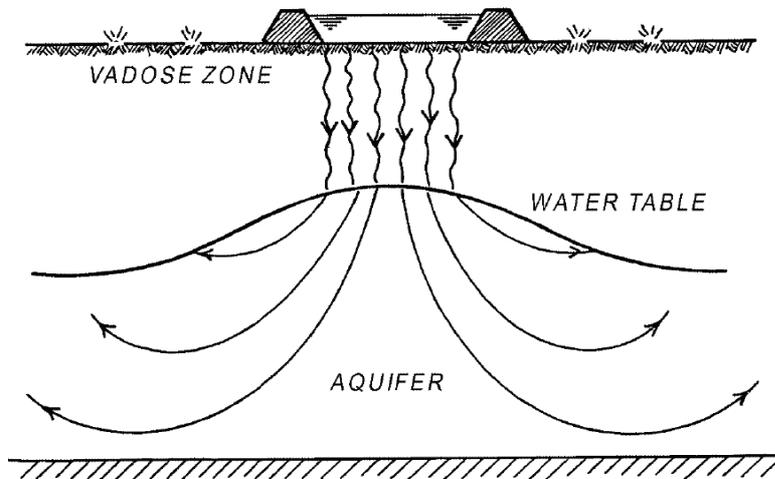


Figure 2 : Section schématique type d'un bassin d'infiltration (Bouwer,2002)

On retrouve par exemple ce procédé d'infiltration de surface en Allemagne (Berlin), avec des bassins d'infiltration alimentés par une eau qui est pompée dans le lac Tegel. Ces bassins à infiltration rapide permettent de recharger la nappe d'un captage AEP (Greskowiak *et al.*, 2005).

Les capacités épuratoires du sol permettent d'améliorer la qualité de l'eau injectée dans la nappe, à travers son passage dans la ZNS et son transfert dans l'aquifère (Greskowiak *et al.*, 2005). Cette purification passe par une combinaison d'effets chimiques, biologiques (biodégradation) et physiques (filtration). Le transfert de l'eau dans la ZNS peut être important dans la diminution de l'azote qui intervient dans les processus de dénitrification (Cha *et al.*, 2005).

Les vitesses d'infiltration de l'eau dans les bassins peuvent être différentes selon la volonté de privilégier les capacités d'épuration du sol (transit lent), ou de privilégier les volumes de recharge afin, par exemple, de créer une remontée hydraulique rapide et/ou importante dans l'aquifère.

Les volumes infiltrés dépendent à la fois de la superficie disponible à l'infiltration et des caractéristiques physiques des couches de fond de bassin. Un dispositif de type bassins d'infiltration

permettant une recharge importante est souvent implanté dans les plaines alluviales car les dépôts dans ces zones sont généralement très perméables (sables et graviers) (Izbicki *et al.*, 2008).

La vitesse d'infiltration dans le bassin dépend de la hauteur d'eau appliquée et des caractéristiques physiques des couches situées directement au fond du bassin. Plus les sols sont perméables (tab.1), plus la vitesse d'infiltration sera importante. Les gammes de vitesses d'infiltration peuvent aller, suivant les sites, de quelques centimètres par jour à quelques mètres par jour.

Type de sol	Conductivité hydraulique (m/jour)
Argiles	<0.1
Limons	0.2
Marnes sableuses	0.3
Sables marneux	0.5
Sables fins	1
Sables moyens	5
Sables grossiers	>10

Tableau 1 : Conductivités hydrauliques pour différents sols (Bouwer 1999)

La vitesse d'infiltration durant la recharge sur une surface d'infiltration est toujours initialement rapide, mais diminue dans le temps du fait du colmatage physique, chimique et des processus biologiques dans le fond du bassin (Bouwer *et al.*, 2001). Le colmatage résulte principalement de la qualité de l'eau apportée. L'évolution du colmatage est différente si on considère une réalimentation avec de l'eau de surface (rivière) ou de l'eau déjà traitée ou filtrée.

Le colmatage est le principal inconvénient de l'utilisation des infiltrations de surface dans les processus de recharge artificielle.

1.1.2.2. Les forages d'injection

Lorsque l'aquifère à recharger est recouvert d'un niveau peu perméable ou imperméable, les surfaces d'infiltration sont géologiquement contraintes, la recharge par la surface n'est pas efficace. Dans ce cas, l'injection doit être réalisée directement dans la nappe (Hollander *et al.*, 2009). Les forages d'injection permettent une réalimentation directe de volumes d'eau dans la zone saturée (ZS) de l'aquifère, ce qui nécessite un aquifère assez perméable pour pouvoir évacuer l'eau alimentée par le forage.

L'injection par forage est surtout utilisée dans les régions où les précipitations sont peu étalées sur l'année (ex : mousson dans les pays asiatiques). Les forages permettent d'injecter de l'eau dans la nappe pendant les périodes où l'eau est disponible, les mêmes forages seront utilisés en période sèche lorsque l'eau sera nécessaire. On parle ici du concept d'Aquifer Storage and Recovery (ASR) introduit par Pyne (1995) (fig.3). Lorsque l'injection et la restitution n'utilisent pas le même forage, alors on parle d'Aquifer Storage Recovery and Transfer (ASTR) (fig.3).

Le principe d'ASR dépend de quatre sous-systèmes (Sheng, 2005) : l'origine de l'eau, l'espace disponible au stockage de l'eau dans l'aquifère, les équipements permettant la recharge et les équipements permettant le prélèvement dans l'aquifère.

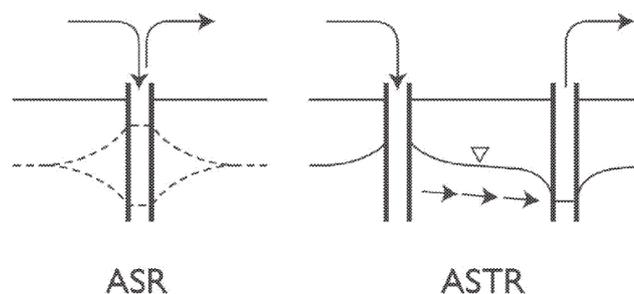


Figure 3 : Concepts d'ASR et d'ASTR vus par Peter Dillon (2005)

Ce procédé de recharge est utilisé par exemple en Australie ; on y retrouve des ASR d'eau potable, des ASR d'eau de pluie et des ASR d'eau recyclée (Dillon, 2009). Les objectifs sont divers : réduire la salinisation de la nappe et/ou alimenter des puits pour la production en eau potable.

Aux Pays-Bas, les eaux de surface salées et l'eau de la nappe saumâtre, ne permettent pas l'irrigation des champs. Des puits d'injection permettent de réalimenter en eau de pluie un aquifère situé entre 15 et 50 m de profondeur (Tuinhof *et al.*, 2002).

Comparativement au bassin d'infiltration qui permet une recharge sur une grande surface, les forages d'injection imposent une recharge très locale. Le dôme hydraulique créé dans la nappe dépend du type de recharge.

L'eau étant directement infiltrée dans la ZS de l'aquifère, la qualité de l'eau injectée doit être contrôlée. Les forages d'infiltration sont des ouvrages nécessitant un équipement spécifique pour la recharge et le pompage. Aux Etats-Unis par exemple, l'eau d'injection est toujours traitée pour avoir une qualité proche de celle d'une eau potable et ceci pour deux raisons (Bouwer, 2002) :

- Minimiser le colmatage à l'interface puits/aquifère, avec une faible turbidité de l'eau injectée.
- Protéger la qualité de l'eau dans l'aquifère.

Dans la suite de notre étude, le fonctionnement des forages d'infiltration ne sera pas abordé. On concentrera la discussion sur les infiltrations de surface.

1.2. Eléments clés de fonctionnement d'une infiltration de surface

1.2.1. La recharge face au colmatage

Le terme colmatage est utilisé ici comme un terme générique qui regroupe des processus physiques, chimiques et biologiques. Le colmatage peut être évalué par une valeur représentative, directement mesurée, de l'évolution dans le temps de la capacité d'infiltration de la surface considérée (Bize, 1975).

Les installations destinées à la recharge artificielle évoluent vers un colmatage progressif, du fait de la présence de particules en suspension, de la croissance de micro-organismes (Okubo *et al.*, 1979 ; Vandevivere *et al.*, 1992 ; Kildsgaard *et al.*, 2011), ou des incompatibilités chimiques de l'eau réalimentée avec la géologie de l'aquifère (Guvanasen, 1977).

Les différents « types » de colmatages que l'on peut recenser, pouvant se cumuler, sont :

- Le colmatage physique qui réfère à la fixation et au détachement de particules en suspension inertes dans l'eau de recharge. La conséquence principale est une diminution de la porosité (Pérez-Paricio, 2001).
- Le colmatage biologique regroupe les mécanismes suivant (Baveye *et al.*, 1998) : l'accumulation de corps cellulaires (algues et bactéries), la production de polysaccharides par les bactéries et l'accumulation de précipités microbiens insolubles.
- Les réactions chimiques, avec la précipitation possible de minéraux (carbonates, gypses) due à des incompatibilités entre l'eau de recharge et l'eau de la nappe. Ceci provoque également une diminution de la porosité (Bouwer, 2002).
- La compaction, due à la charge d'eau de surface dans le système, peut engendrer une diminution de la porosité des couches de fond du bassin. Une hauteur d'eau importante dans le bassin favorise théoriquement la vitesse d'infiltration, mais la pression exercée sur le fond, plus élevée, peut engendrer cette compaction.

La génération, le piégeage et la dissolution de gaz sous les bassins d'infiltration peuvent être intégrés dans le principe de colmatage car ils peuvent faire varier la capacité d'infiltration. Les gaz peuvent provenir d'une activité biologique, mais également de l'eau infiltrée via les bassins qui contient de l'air dissous.

En fonction de l'objectif de la réalimentation, le fait de conserver une couche de fond de bassin non colmatée est plus ou moins important. Dans des surfaces d'infiltration dites « naturelles », comme des lacs, il est difficile de contrôler totalement la qualité et la quantité de l'eau alimentée. Les lacs ont souvent un fond vaseux, composé de particules fines qui engendrent des vitesses d'infiltration lentes.

La plupart des surfaces d'infiltration visent à réinjecter des quantités d'eau importantes dans le sol, ce qui passe nécessairement par le maintien de vitesses d'infiltration suffisantes. Afin d'augmenter et/ou de maintenir la capacité d'infiltration, le fond du bassin est nettoyé (curage, raclage). Pour faciliter les opérations d'entretien du fond de la surface, un filtre (naturel ou non) est déposé dans le fond du

bassin. Les filtres artificiels peuvent être des géo-matériaux microporeux qui sont étalés sur le fond du bassin. Les filtres naturels sont couramment utilisés dans les bassins à surface d'infiltration rapide. Ce type de filtre peut être composé, par exemple, d'une couche de sable qui est déposée sur une certaine épaisseur dans le fond du bassin.

Selon Bize (1975) le colmatage peut se décomposer en deux phases :

- la contamination du filtre : les particules en suspension vont se loger dans la porosité du filtre.
- la formation d'une couche écran « cake » : une couche se forme par accumulation au-dessus du filtre ce qui stoppe la progression des fines dans le sol. On observe alors une accumulation de matières en suspension au-dessus du filtre.

Sans pour autant être un critère d'estimation de l'importance du colmatage physique d'une surface, l'observation visuelle du fond de bassin permet d'avoir une idée de l'état du filtre (fig.4). Dans un bassin d'infiltration en fonctionnement depuis plusieurs années avec une couche de sable comme filtre naturel, on distingue très nettement le sable colmaté (couleur verte due aux algues) par opposition au sable propre (fig.4).

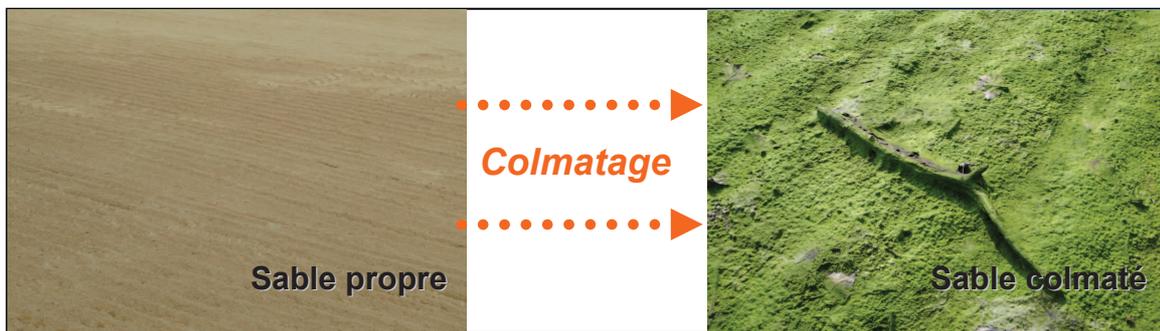


Figure 4 : Observation du colmatage des fonds de bassin

L'effet du colmatage sur les capacités d'infiltration peut être fonction de la conception du bassin et de l'origine de l'eau destinée à la recharge. Schuh (1990) a démontré à travers une expérience de recharge dans des bassins d'infiltration, qu'un apport d'eau de surface contenant des concentrations de particules en suspension de 51 à 61 mg.l⁻¹ engendre des diminutions rapides des vitesses d'infiltration d'un facteur 10 dans les 8 premiers centimètres de la couche de sable. La diminution des vitesses d'infiltration est moins importante plus en profondeur (entre 8 et 38 cm) ce qui tend à confirmer que les particules sont rapidement bloquées en surface, pour progressivement s'accumuler et former un « cake ».

Des phases de mise à sec des surfaces d'infiltration, pour favoriser le « cracking » qui permet de craqueler la couche colmatée de surface peuvent être réalisées pour restaurer les capacités d'infiltration (Summer *et al.*, 1996). Si c'est nécessaire, les bassins sont curés, et après remise en état du fond de bassin, les capacités d'infiltration tendent à revenir au plus proche des capacités initiales (Bouwer *et al.*, 1972 ; Jones *et al.*, 1981). Dans certains cas, la couche filtrante en place n'a pas permis de retenir toutes les fines qui ont pu progresser dans le sol. Un curage d'une certaine épaisseur du sol sous le filtre peut aussi conduire à des vitesses d'infiltration plus importantes qu'à l'état initial (Mousavi *et al.*, 1999) dans le cas où la granulométrie du filtre aurait été mal dimensionnée.

Il est important de noter que la viscosité dynamique de l'eau injectée dépend de sa température. Plus la température de l'eau est élevée, plus les vitesses d'infiltration sont importantes. Une diminution de la vitesse d'infiltration engendrée par une baisse de température de l'eau injectée a des conséquences similaires à celles d'un colmatage physique, chimique et/ou biologique.

1.2.2. Réaction de l'aquifère soumis à une recharge

La recharge d'un aquifère dans un dispositif d'infiltration de surface va engendrer, du fait de l'excédent de volume apporté si celui-ci ne peut être évacué par les conditions aux limites, une remontée du niveau de la nappe. Afin de maîtriser l'importance de cette remontée, la surface d'infiltration et la gestion de l'eau destinée à la recharge doivent être conçues rigoureusement.

Pour estimer l'importance du dôme hydraulique formé sous un dispositif d'infiltration lors d'une recharge, une série de modèles analytiques ont été développés par Bauman (1952), Glover (1960), Hantush (1967), Dagan (1967), Rao et Sarma (1980), pour des géométries de surfaces d'infiltration simples : circulaires, rectangulaires ou carrées.

On peut illustrer les éléments pris en considération dans ces modèles analytiques pour l'estimation de la remontée de l'aquifère soumis à une recharge, avec l'approche proposée par Hantush (1967).

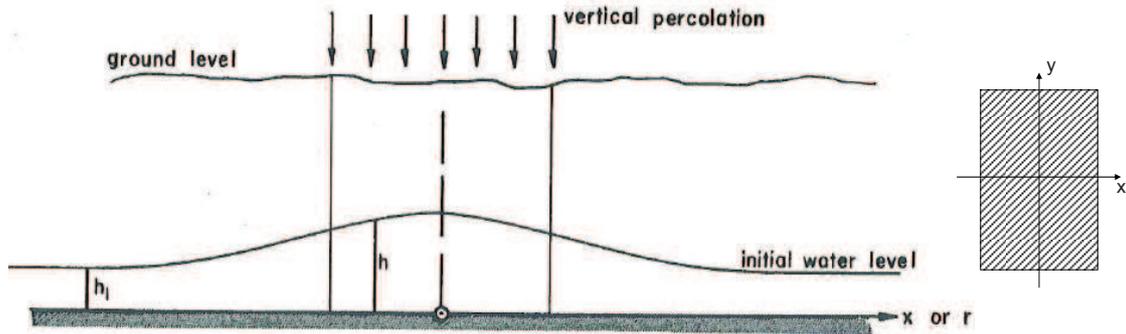


Figure 5 : Vue de la remontée de la nappe sous un bassin d'infiltration (Hantush,1967)

Une modélisation de la hauteur de la surface libre de l'aquifère Z [L], basée sur l'hypothèse de Dupuit, pour un bassin rectangulaire est donnée pour un aquifère infini, homogène, isotrope par les relations suivantes (fig.5) :

$$\frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 Z}{\partial y^2} + (2R / K_s) f(x, y) = (1/v) \frac{\partial Z}{\partial t} \quad [1]$$

avec :

$$v = \frac{K_s b}{S_y} \quad [2]$$

et :

$$b = 0.5[H_i + H(t)] \quad [3]$$

où : R [$L.T^{-1}$] est la densité de flux volumique de recharge constante, K_s [$L.T^{-1}$] la conductivité hydraulique à saturation de l'aquifère, S_y [-] le coefficient d'emmagasinement (specific yield), b [L] est une constante de linéarisation (Hantush, 1964), $f(x,y)$ est fonction des directions de l'espace dans le plan horizontal, H_i [L] la charge hydraulique avant la recharge et $H(t)$ [L] la charge hydraulique au temps t (temps auquel on calcule la remontée de la nappe).

La résolution de l'équation [1], assortie des conditions initiales et aux limites adéquates, utilisant la transformée de Laplace, conduit à une expression analytique pour un temps t après la recharge (Bouwer, 1978) :

$$H - H_i = \frac{Rt}{4S} \left\{ F\left[\frac{W}{2} + x, \frac{L}{2} + y, n\right] + F\left[\frac{W}{2} + x, \frac{L}{2} - y, n\right] \right. \\ \left. + F\left[\frac{W}{2} - x, \frac{L}{2} + y, n\right] + F\left[\frac{W}{2} - x, \frac{L}{2} - y, n\right] \right\} \quad [4]$$

où :

$$n = (4tT / S_y)^{1/2} \quad [5]$$

et la fonction de Hantush (1967) tabulée: $F(\alpha, \beta) = \int_0^1 \text{erf}(\alpha\tau^{1/2}) \text{erf}(\beta\tau^{1/2}) d\tau \quad [6]$

avec : W [L] la largeur du bassin d'infiltration, L [L] la longueur du bassin d'infiltration, t [T] le temps après la recharge auquel on calcule la remontée, erf est la fonction « erreur », T [$L^2.T^{-1}$] la transmissivité de l'aquifère, α et β des paramètres de l'équation [4] de Hantush (1967).

L'estimation de la remontée selon Hantush dépend des paramètres de transmissivité T de l'aquifère, du coefficient d'emmagasinement S_y et d'un rapport constant de percolation R de l'eau dans le bassin. La méthode proposée par Hantush ne prend pas en compte l'effet de la zone non saturée entre le fond de la surface d'infiltration et le niveau de la nappe. Les conditions d'application de la méthode imposent également un aquifère homogène, infini et isotrope.

Rao et Sarma (1981) ont modélisé la réponse d'un aquifère d'extension limitée en considérant des conditions aux limites de flux nuls. Le calcul de la remontée de la nappe avec la méthode proposée par ces auteurs représente plus fidèlement les données observées que le calcul effectué avec la méthode de Glover (1960) basée sur un milieu infini. Le rôle des conditions aux limites est à prendre en considération. Rai et Singh (1985) ont développé une solution analytique pour reproduire les variations du niveau de la nappe dans un aquifère d'extension finie avec une recharge variable dans le temps.

Zomorodi (1991) a démontré que les modèles analytiques (par exemple celui de Dagan, 1967) qui prennent en considération des capacités de recharge constantes dans le bassin donnent des estimations erronées de la remontée de la nappe. Basée sur la théorie de Morel-Seytoux (1984) pour les flux dans la zone non saturée, la variation du terme de recharge R est assimilée à la variation de la vitesse d'infiltration moyenne sur l'intervalle de temps considéré. La recharge étant dépendante de la vitesse d'infiltration, les calculs de remontée de nappe sont cohérents avec la réalité de l'évolution des capacités de recharge.

D'autres solutions analytiques ont été développées plus tard prenant en considération des cas plus complexes comme l'estimation des variations de niveau de la nappe avec plusieurs bassins à infiltration variable (Rai *et al.*, 1999), ou plus récemment le couplage de plusieurs bassins d'infiltration et puits ayant des débits de recharge et de pompage variables (Manglik *et al.*, 2004).

Plus récemment, avec le développement des codes de calcul numérique à interface graphique, des modélisations de recharges complexes dans des nappes hétérogènes sont réalisées (Aish, 2004 et O'Leary *et al.*, 2012). Les modèles numériques permettent également de considérer des conditions aux limites à géométries particulières et des extensions importantes dans des modèles régionaux de recharge (Smith *et al.*, 2003).

Les codes numériques ont également la capacité de représenter facilement des lignes de courant permettant d'identifier les trajets de l'eau infiltrée. O'Leary *et al.* (2012) ont travaillé, grâce à un traçage réalisé à partir d'un bassin d'infiltration, sur le trajet de l'eau infiltrée jusqu'à un puits de pompage. Les modélisations des processus de recharge via une surface d'infiltration sont généralement traitées par une approche numérique en ZS uniquement. Les calculs numériques réalisés ne prennent généralement pas en considération l'équation de Richards (1931) relative à la ZNS.

Cette revue des travaux sur le fonctionnement des infiltrations de surface, fait ressortir plusieurs points :

- La forme et la superficie de la surface d'infiltration déterminent les flux potentiels infiltrés.
- Les vitesses d'infiltration observées dans le bassin dépendent des caractéristiques physiques des couches de fond de bassin et de l'importance du colmatage.
- L'évolution de l'épaisseur de la ZNS sous le bassin d'infiltration serait à prendre en compte dans les temps de transfert, elle pourrait contribuer à améliorer la qualité de l'eau infiltrée.
- Les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère (transmissivité et capacité de stockage) sont importants dans la formation du dôme hydraulique.
- Les conditions aux limites imposées dans la nappe (puits, rivières, limites géologiques...) ont une influence sur la réaction de l'aquifère.
- Des modèles analytiques permettent de simuler la remontée de la nappe sous un bassin d'infiltration. Cependant, quand les géométries sont trop complexes et qu'il existe des conditions aux limites complexes, ces formulations deviennent inutilisables. Les codes numériques sont plus adaptés à résoudre ces systèmes complexes.

1.3. Les bassins d'infiltration et leur environnement sur le site de Crépieux-Charmy

Le site d'étude « Crépieux-Charmy » dispose de 12 surfaces d'infiltration, appelés « bassins d'infiltration ». Les observations et les expérimentations relatées dans ce travail sont réalisées sur ce site et vont permettre de mieux comprendre le fonctionnement d'un dispositif de recharge artificielle complexe dans un champ captant en fonctionnement permanent.

1.3.1. Crépieux-Charmy dans l'est-lyonnais

1.3.1.1. Localisation

Le site de Crépieux-Charmy est une zone de captage utilisée pour l'alimentation en eau potable (AEP) située dans l'agglomération Lyonnaise, dans la zone appelée « est lyonnais » (département du Rhône (69), région Rhône-Alpes). Le site est localisé en amont de la confluence de la Saône et du Rhône, et en aval du Lac de Miribel (fig.6). Situé en partie sur les communes de Villeurbanne, Rillieux-La-Pape et Vaulx-En-Velin, il est traversé par différents bras du Rhône. Ce captage est l'un des plus grands d'Europe (375 ha), il peut à lui seul alimenter en eau potable près d'un million de personnes.

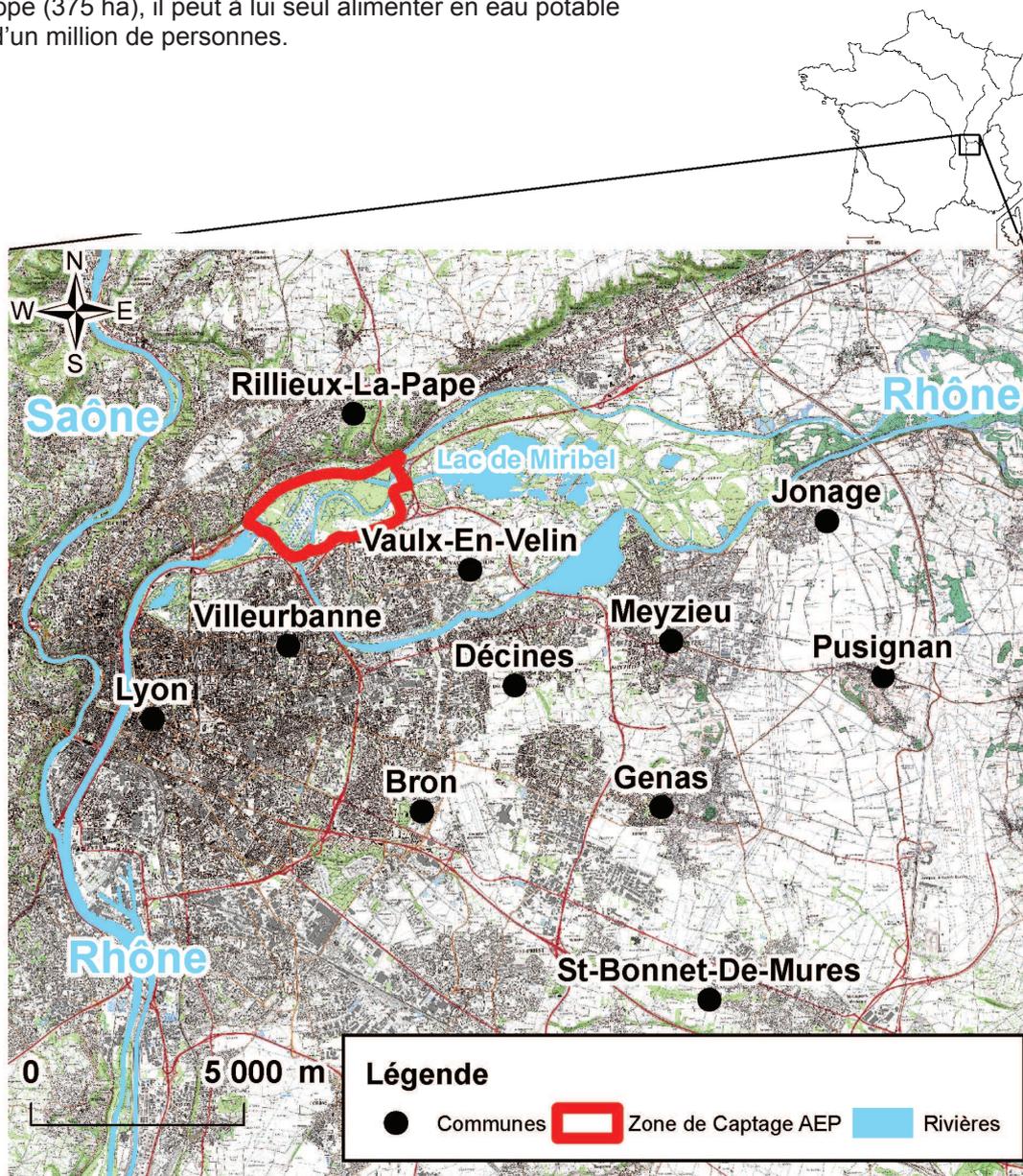


Figure 6 : Localisation du site d'étude

1.3.1.2. Hydrologie

◆ Conditions climatiques du site d'étude :

Dans l'est lyonnais, les reliefs ne sont pas accentués, comparés aux régions alpines proches. Le climat est appelé « rhodanien » sous influence continentale, océanique et méditerranéenne, on parle aussi de climat de type semi-continentale. Les hivers sont froids, avec brouillard et nuages, et les étés sont chauds, parfois orageux.

Les données présentées (fig.7) correspondent au cumul pluviométrique mensuel moyenné sur une période de 10 ans (1997 à 2007), et à la température moyenne journalière moyennée sur 10 ans (1997 à 2007). La variation intersaisonnière est de l'ordre de 25 °C (de 0 °C à 25 °C). Les valeurs extrêmes peuvent être différentes des moyennes (températures négatives en hiver et au-dessus de 30 °C en été). La moyenne des précipitations annuelles sur 10 ans (1997-2007) est de 777 mm/an. C'est à l'automne (octobre et novembre), que les précipitations sont les plus importantes. Durant l'hiver (décembre, janvier, février, mars), les zones de plaine comme dans l'est lyonnais reçoivent le moins de précipitation (Auffray *et al.*, s.d.).

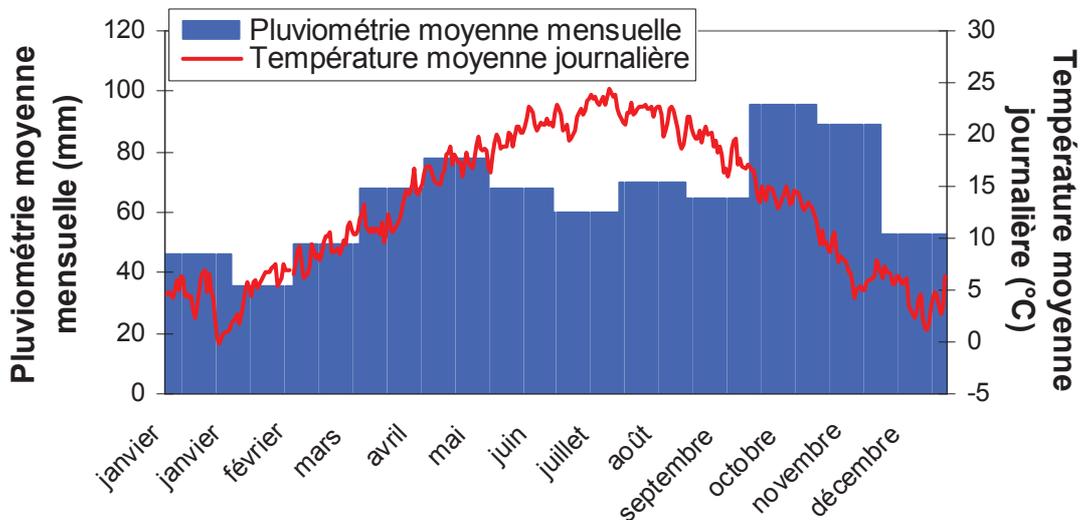


Figure 7 : Températures et pluviométrie moyennes (moyennées sur 10 ans) (Adaptation à partir des données de Klein Tank *et al.*, 2002)

◆ Hydrographie générale :

Dans l'est lyonnais, la lithologie des alluvions fluvioglaciaires permet d'infiltrer la quasi-totalité des eaux météoritiques. Pour cette raison, il n'y a pas de réseaux hydrographiques de surface autre que ceux existant entre les deux bras du Rhône englobant la zone du champ captant de Crépieux-Charmy : le canal de Miribel au nord et le canal de Jonage plus au sud (fig.8).

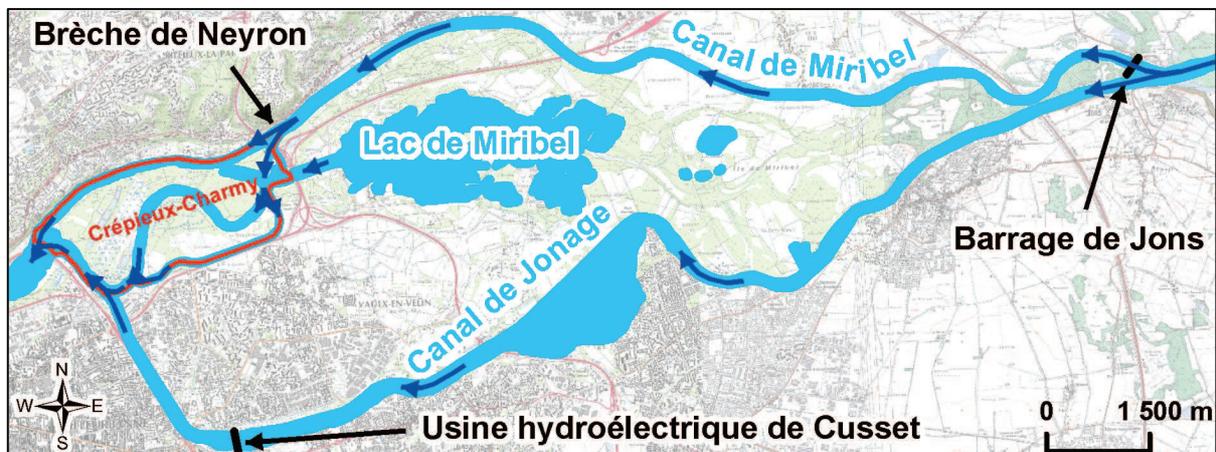


Figure 8 : Contexte hydrographique général

Ces deux canaux sont artificiels et confluent en aval du champ captant. La zone située entre ces deux canaux est aussi appelée « île de Miribel-Jonage ». L'île de Miribel-Jonage est issue d'une histoire morphologique particulière fortement influencée par les actions anthropiques avec la construction du canal de Miribel et, peu après, du canal de Jonage (annexe 1). En amont hydraulique du captage, le lac de Miribel (ou lac des eaux bleues) est principalement alimenté par la nappe alluviale (Rousselot, 1970), et a pour exutoire un bras du Rhône (Vieux-Rhône) qui traverse le champ-captant de Crépieux-Charmy.

- *Le canal de Jonage* : ce canal artificiel est situé plus au sud du champ captant de Crépieux-Charmy. Il est creusé à la limite des alluvions fluviales modernes et fluvioglaciales sur une longueur d'environ 16 km. Mis en service en 1899, il permet une dérivation des eaux du Rhône pour la production hydroélectrique au niveau du barrage de Cusset.

- *Le canal de Miribel* : ce canal artificiel a été creusé à l'emplacement d'un chenal secondaire du Rhône entre 1848 et 1857 pour faciliter la navigation (Bravard, 2004). D'une longueur d'environ 18 km, il borde le champ captant dans sa partie nord en longeant la côtère de Dombes. Le canal de Miribel aux portes du champ captant, alimente différents bras du Rhône au niveau de la brèche de Neyron, puis rejoint le canal de Jonage en aval du site (fig.8).

Les régimes hydrauliques du canal de Miribel et du canal de Jonage sont étroitement liés. Au niveau de Jons, un barrage dérive les eaux du Rhône pour permettre l'alimentation d'un débit suffisant aux installations hydroélectriques sur le canal de Jonage (au sud).

Le canal de Miribel reçoit un débit réservé de 30 m³/s ou de 60 m³/s en fonction du niveau du lac de Miribel (protocole entre EDF et le Grand Lyon du 24 août 1998). En période de crue, le canal de Jonage ne pouvant contenir au maximum que 640 m³/s (Boudin, 2005), l'excédent de débit est envoyé sur le canal de Miribel.

Les niveaux du canal de Miribel sur le champ captant sont complètement contrôlés par le débit fixé au barrage situé en amont. Pour un débit réservé de 30 m³/s et de 60 m³/s, le niveau d'eau dans le canal de Miribel est respectivement de 165.45 m NGF et de 165.65 m NGF. En période de crue, ce débit peut augmenter fortement, et lors d'évènement exceptionnels, inonder le champ captant.

1.3.2. Hydrogéologie de l'est lyonnais

Le champ captant de Crépieux-Charmy est localisé entre le Bas Dauphiné et la Dombes, dans des formations miocènes (annexe 2). L'hydrogéologie de l'est lyonnais est organisée autour de trois formations aquifères : la molasse, le fluvioglaciale et le fluviale moderne. Ces formations sont l'aboutissement d'épisodes de dépôts à différentes périodes du Tertiaire au Quaternaire (Martelat *et al.*, 1996).

Tout d'abord au Tertiaire, à l'époque du Miocène, avec la première surrection de la chaîne alpine se forme un bras de mer qui va relier le golfe du Lion au bassin autrichien de Vienne (David *et al.*, 1979), avec localement un rivage bloqué sur les formations du plateau lyonnais au niveau de la Saône. Lors de cet épisode, des dépôts molassiques d'un faciès principalement sableux avec des passés argilo-sableuses, consolidées ou non, se déposent sur une épaisseur qui peut atteindre 700 m en Bresse (Barat *et al.*, 1988), et d'environ 200 m dans la partie de l'est lyonnais. Cette couche molassique s'étend sur la totalité de la carte géologique de l'est lyonnais, sous les formations quaternaires (fig.9).

Après une période de creusement, le Pliocène marque une deuxième phase sédimentaire avec des dépôts de sable et d'argile qui vont former la base du plateau de Dombes (Penck, 1905-1907).

Au Quaternaire, l'avancée du glacier rhodanien provoque le dépôt de deux types de formation complémentaire caractérisant la géologie de l'est lyonnais (Collin *et al.*, 1973) : des formations glaciaires et/ou fluvioglaciales et des formations fluviales modernes.

1.3.2.1. Le réservoir molassique

L'aquifère molassique du Miocène dispose d'une ressource en eau significative, car, si sa conductivité hydraulique à saturation est relativement faible, elle est compensée par une puissance et une extension très importante (Martelat *et al.*, 1996). Cet aquifère constitue un réservoir d'importance régionale qui est peu exploité car sa conductivité hydraulique à saturation est faible. Dans l'est lyonnais, l'épaisseur de l'aquifère molassique est d'environ 175 m (Barat *et al.*, 1988 ; Brenot *et al.*, 2009). La carte topographique du toit de cette nappe est indiquée en figure 10.

Les dépôts molassiques sont considérés comme le substratum des nappes fluvioglaciaires et fluviatiles modernes exploitées dans la région. La recharge de cette nappe est possible, directement lorsqu'elle est à l'affleurement sur les collines radiales par la pluie efficace, et indirectement par les échanges avec les alluvions fluvioglaciaires qui la recouvre.

Une étude récente du BRGM sur la molasse Miocène (Brenot *et al.*, 2009) a démontré qu'il existe une communication entre l'aquifère de la molasse et l'aquifère des alluvions fluvioglaciaires sur l'ensemble de l'est lyonnais sans pour autant avoir été quantifiée. Cette nappe dispose d'un certain potentiel dans la capacité de recharge des aquifères fluvioglaciaires et fluviatiles modernes. On négligera dans ce travail les flux provenant de la molasse car ils sont considérés comme faibles sur les surfaces prises en considération.

1.3.2.2. Le réservoir fluvioglaciaire

Les dépôts fluvioglaciaires contiennent une puissante nappe dans l'est-lyonnais, qui s'organise en couloirs pour constituer des réservoirs aquifères libres. La butte morainique de Genas sépare le complexe fluvioglaciaire en deux couloirs séparés : le couloir de Décines à l'ouest et le couloir de Meyzieu à l'est (fig.9).

Le couloir de Meyzieu : il est composé de deux couloirs qui se rejoignent en aval de Pusignan (fig.9 et fig.10). L'épaisseur du fluvioglaciaire varie d'une dizaine à plus d'une cinquantaine de mètres. La distribution des conductivités hydrauliques à saturation va de 10^{-5} m/s dans les parties latérales du couloir jusqu'à 9.10^{-2} m/s (voire plus) dans la partie axiale (Rousselot, 1975).

Le couloir de Décines : ce couloir ne se distingue pas à l'amont du couloir sud de Meyzieu (fig.9). Les conductivités hydrauliques à saturation dans l'axe du couloir étaient d'environ 1.10^{-3} m/s à 5.10^{-2} m/s et sur les parties latérales de l'ordre de 10^{-5} m/s (Collin *et al.*, 1973). L'épaisseur du magasin aquifère varie de 25 m à 30 m dans l'axe du couloir fluvioglaciaire (Rousselot *et al.*, 1975).

Le substratum de ces alluvions fluvioglaciaires est constitué d'une couche morainique de fond quand elle existe ou directement par la molasse du Miocène. Les limites latérales de ces couloirs sont constituées par des formations glaciaires morainiques des collines bordières, de même nature que les moraines de fond. La recharge de ces nappes est d'origine météoritique et par échanges avec la molasse Miocène sous-jacente. Les directions d'écoulement des deux couloirs sont globalement SE - NO, et convergent vers le canal de Jonage, pour alimenter les alluvions fluviatiles du Rhône (fig.10).

Selon David *et al.* (1979), les dépôts glaciaires lyonnais sont attribués à la dernière grande avancée glaciaire qui a eu lieu pendant le Würm, en considérant différents stades de retrait du glacier. Les formations de type morainique sont directement liées à l'avancée du glacier (David *et al.*, 1979) (par débris de roches arrachés et déplacés qui forment au fur et à mesure une couche de dépôts (Pomerol *et al.*, 2002)). Ces dépôts morainiques présentent un faciès très grossier, avec un mélange hétérométrique de galets et de graviers emballés dans une matrice plus fine à forte dominante argileuse (Collin, 1971). Les dépôts morainiques sont observables à l'affleurement sur un contour de collines qui relie Bron, St-Bonnet-De-Mures, Grenay, Colombier-Saugnieu, Pusignan et Jonage (fig.9). Ces moraines ont simplement recouvert une topographie déjà préexistante façonnée au Miocène par les dépôts molassiques.

Les dépôts originaires, dits « sales » des glaciers, ont été progressivement lessivés par les eaux de fusion pour laisser place à des dépôts de galets, graviers et sables très perméables (Rousselot *et al.*, 1975).

Les dépôts fluvioglaciaires sont représentés sur une vaste étendue, épais de plusieurs dizaines de mètres, sous forme de remplissage. Les couloirs peuvent être étroits et encaissés ou largement évasés ; la section disponible à l'écoulement est alors très variable (Collin, 1971). De part l'aspect sablo-graveleux des dépôts, ils peuvent être confondus sur le terrain avec les alluvions fluviatiles modernes. Seul le mode de dépôt en tresse (Smith, 1985) permet de les différencier des dépôts fluviatiles.

1.3.2.3. Le réservoir fluviatile moderne du Rhône

Tous les puits du site de Crépieux-Charmy captent l'épaisseur des alluvions fluviatiles du Rhône (et éventuellement des alluvions fluvioglaciaires quand elles existent). Le captage est situé dans l'île de Miribel-Jonage qui est une accumulation d'alluvions quaternaires récentes avec des alternances de

couches de sable fin, de mélanges sablo-graveleux, de passées argileuses et de graviers-galets très propres (fig.9) (Barthelemy, 1980). Souvent, tout à la base des alluvions, on rencontre des gros galets en blocs arrondis polis ayant plus de 0.4 m de diamètre qui sont issus des dépôts fluvioglaciaires sous-jacents (de Bellegarde *et al.*, 1966).

L'épaisseur du réservoir fluviatile varie de 15 m à 25 m, avec une zone saturée de l'ordre de 10 m à 20 m suivant les endroits. Les conductivités hydrauliques à saturation de l'aquifère sont importantes, globalement comprises entre 1.10^{-3} m/s à 5.10^{-2} m/s. Le substratum de cet aquifère fluviatile est généralement molassique, avec un niveau argileux présent qui marque la limite du substratum. Cette couche argileuse est attribuée au reliquat de la moraine de fond.

On retrouve ces alluvions dans la vallée du Rhône, sous forme de méandres, bras, chenaux, terrasses. Ces dépôts se sont accumulés à partir de la fin de la période du Würm jusqu'à aujourd'hui. Les dépôts fluviatiles modernes érodent en les reprenant, les dépôts fluvioglaciaires sous-jacents.

Les alluvions modernes sont délimités géologiquement au nord par la côtière de Dombes qui est formée de dépôts morainiques surmontés par des formations glaciaires (fig.9). La Dombes constitue une limite hydrogéologique d'alimentation au Nord.

Au sud, le canal de Jonage forme la limite entre les alluvions fluviatiles et les alluvions fluvioglaciaires. D'une manière générale, on retrouve au-dessus des alluvions fluviatiles modernes, une couche d'alluvions très récentes (ici des limons) qui peut atteindre jusqu'à 2 m d'épaisseur.

Dans la partie amont du Rhône (fig.10), la piézométrie de la nappe alluviale suit globalement le sens d'écoulement du Rhône avec une orientation globalement est-ouest.

La nappe alluviale est soutenue par les échanges nappe/rivières avec le Rhône, ainsi que par les arrivées des couloirs fluvioglaciaires de l'est-lyonnais au niveau du canal de Jonage (Barthelemy, 1978a). Sa recharge est fréquente et importante avec les eaux de surface, ce qui la rend vulnérable face à différentes pollutions. La piézométrie, notamment dans le champ captant de Crépieux-Charmy est fortement déformée du fait des pompages, les puits constituent un des exutoires de la nappe.

L'aire d'alimentation du captage de Crépieux-Charmy est délimitée au sud par les collines morainiques (fig.10) et au nord par la côtière de Dombes. Globalement, les bassins d'alimentation hydrogéologique et topographique sont confondus. D'un point de vue régional, Crépieux-Charmy constitue l'exutoire des deux couloirs fluvioglaciaires de l'est-lyonnais (Décines et Meyzieu) et des alluvions fluviatiles. La nappe des alluvions fluviatiles a comme exutoire naturel, la zone située à l'est du champ captant, entre la côtière de la Dombes et la terminaison du bassin d'alimentation hydrogéologique autour de Villeurbanne (fig.10).

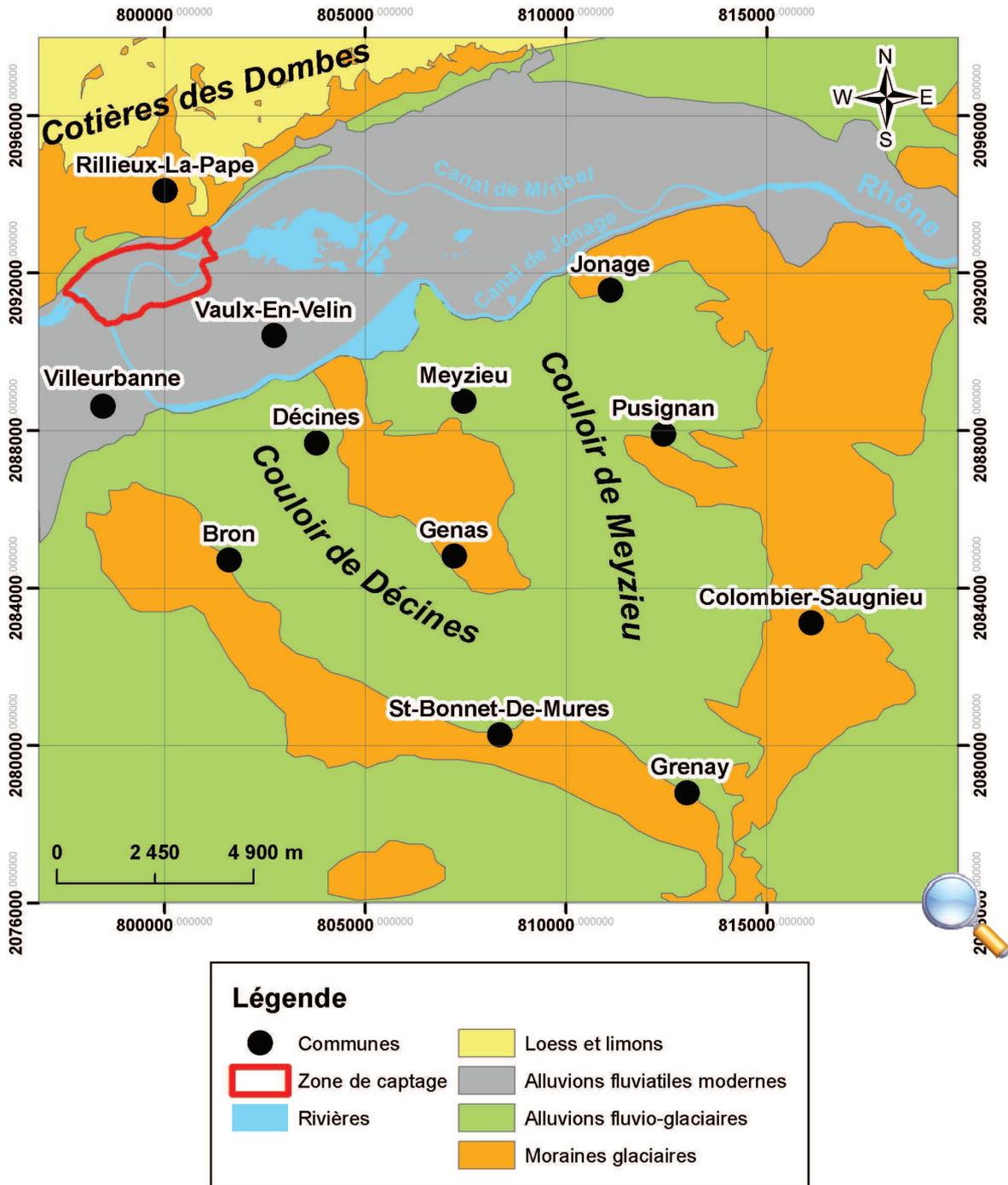


Figure 9 : Carte géologique de l'est lyonnais (David et al., 1979, modifiée)

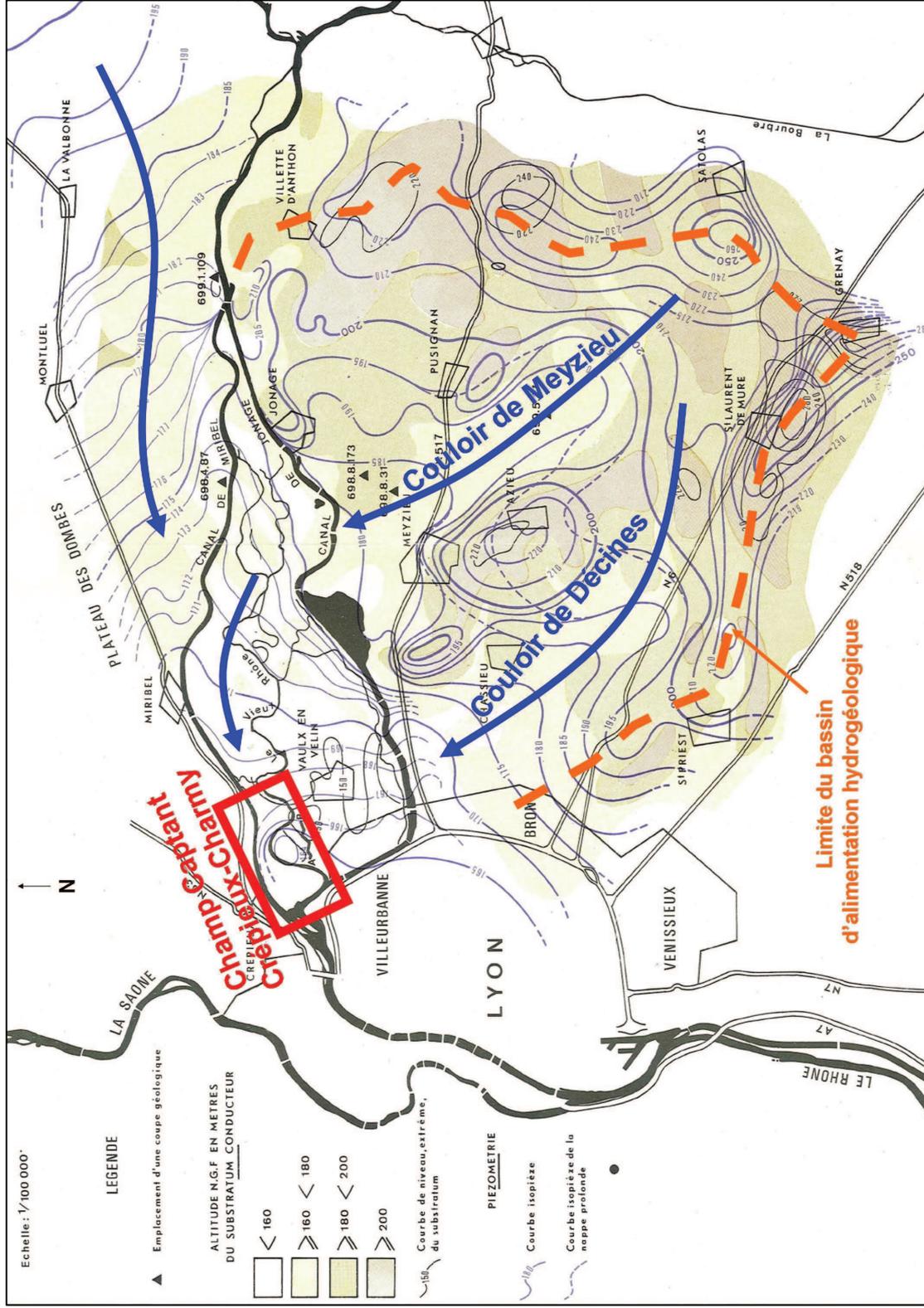


Figure 10 : Profondeur du substratum et position de la nappe libre de la surface des alluvions fluvioglaciaires et des alluvions fluviales en Octobre 1972 (Gleizes, 1973, modifiée)

1.3.2.4. Exploitation de la ressource dans l'est-lyonnais

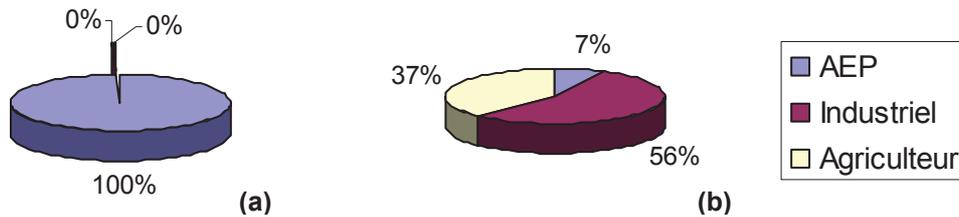


Figure 11 : Répartition des volumes prélevés dans l'aquifère des alluvions fluviales (a) et des alluvions fluvioglaciaires (b)
(Adaptation des données de 2002, CLE, 2005)

Dans la plaine de l'est-lyonnais, la ressource en eau souterraine est partagée par :

- Les agriculteurs, très présents sur le territoire de l'est-lyonnais, disposent de nombreux captages d'irrigation dans le couloir fluvioglaciaire de Meyzieu. L'agriculture représente 37 % des volumes annuels prélevés dans le fluvioglaciaire (fig.11).
- Les industriels sont principalement implantés dans le couloir fluvioglaciaire de Décines. Ils représentent le pourcentage le plus important des volumes prélevés annuels dans le fluvioglaciaire : 56 % (fig.11).
- L'AEP, capte principalement les eaux des alluvions fluviales du Rhône sur le site de Crépieux-Charmy. D'autres captages appelés « périphériques » sont situés en rive droite du canal de Jonage. Ces captages sont de plus faible capacité de pompage et sont utilisés comme secours. Peu de captages AEP sont implantés dans les alluvions fluvioglaciaires, le volume annuel prélevé ne représente que 7 % du volume d'eau total d'eau prélevé dans cet aquifère (fig.11).

1.3.3. Description du site de captage de Crépieux-Charmy

1.3.3.1. Présentation

Le champ captant de Crépieux-Charmy est le principal site de captage d'eau potable de l'agglomération lyonnaise. Il représente à lui seul plus de 95 % des volumes en eau potable du Grand Lyon et permet d'alimenter plus d'un million d'habitants. Les 114 puits et forages de prélèvement sont répartis sur deux îles séparées par différents bras du Rhône : l'île de Crépieux au nord et l'île de Charmy au sud (fig.12).

- Le canal de Miribel qui borde l'ensemble du site de captage au nord alimente un ancien bras du Rhône, le Vieux-Rhône au niveau de la brèche de Neyron. Le Vieux-Rhône alimente quant à lui le canal Sud. Le Vieux-Rhône rejoint le canal de Jonage au sud-est du champ captant et conflue à l'aval hydraulique avec le canal de Miribel.
- Le Vieux-Rhône correspond à un ancien chenal principal (de Bellegarde *et al.*, 1966) qui permet lors des crues d'écrêter une partie du débit du canal de Miribel au niveau d'une brèche en gabion à Neyron. Le Vieux-Rhône est également connecté avec le lac de Miribel (fig.12).
- Le canal sud, appelé aussi canal de l'autoroute est artificiel, il a été conçu initialement comme le canal d'exhaure du lac de Miribel (Vandenbeusch, 1977). Il est creusé dans les alluvions fluviales et sa cote de fond a été dimensionnée, à l'origine, pour drainer la partie supérieure de la nappe (BURGEAP, 1994a). Mis en service en 1994, il marque la limite physique du périmètre de protection immédiat (PPI) du champ captant dans la partie sud de Charmy. Les autres limites sont constituées par le canal de Miribel au nord, le canal de Jonage à l'ouest et le Vieux-Rhône à l'est.

Le champ captant est situé en zone inondable, les dernières crues remarquables sur le site datent du 11 février 1978 et des 16 et 17 mai 1983, avec des hauteurs de submersion qui peuvent aller jusqu'à 1 m (Jardin *et al.*, 2007).

Dans la partie au nord, au niveau de l'île de Crépieux, en rive gauche du canal de Miribel on retrouve encore des îles qui sont les témoins d'anciens bras du Rhône. Ces îles sont alimentées en eau par une connexion avec l'aquifère.

Le rôle des rivières sur le champ captant est à considérer pour le soutien de la nappe alluviale, l'importance des échanges est différente suivant les bras de rivière considérés (Gudéfin, 1971). Dans le Vieux-Rhône qui traverse le champ captant, les échanges dépendent de l'état de colmatage des berges (Darmendrail, 1987).

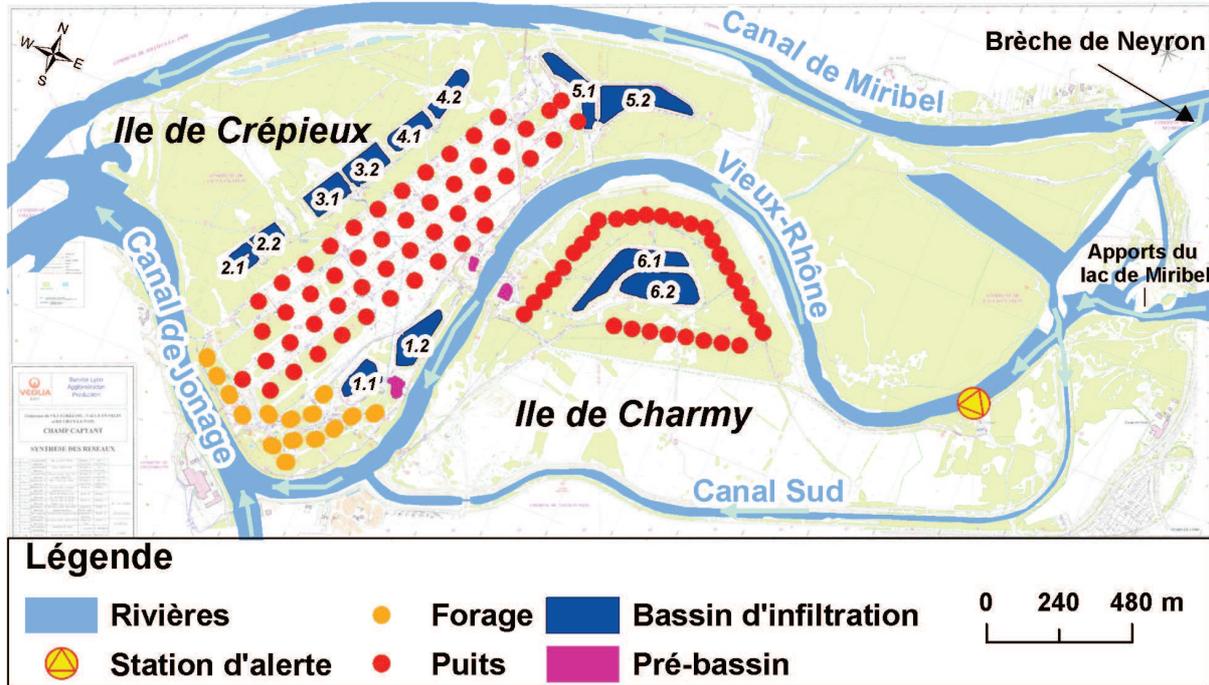


Figure 12 : Plan du site de captage d'eau potable de Crépieux-Charmy

L'épaisseur captée dans l'aquifère alluvial fluvial du Rhône est comprise entre 10 et 20 m. Les premiers puits (diamètre : 3 m, débit nominal de pompage : 500 m³/h) sur Crépieux-Charmy datent des années 1960, et l'implantation des forages (diamètre : 0.8 m, débit nominal de pompage : 250 m³/h) datent de la fin des années 1970. Les puits et forages du champ captant ont été dimensionnés pour permettre de fournir un débit journalier de 600 000 m³/j (Barthelemy *et al.*, 1977). Les prélèvements journaliers moyens de ces dix dernières années se situent autour de 250 000 m³/j avec des pointes qui peuvent atteindre 420 000 m³/j (juin 2002 ou juin 2003). La demande en eau durant ces 10 dernières années est à la baisse.

Le captage a un fonctionnement jour/nuit suivant des contraintes horaires d'EDF (fournisseur d'énergie). Ainsi, pendant les heures creuses (nuit) les débits de pompage sont très importants afin de remplir les réservoirs et, en journée, les débits de pompage sont beaucoup plus faibles. Le nombre de puits en fonctionnement est variable dans une journée et la répartition sur le site est fonction de la disponibilité des ouvrages (maintenance, nettoyages fréquents...).

Afin de protéger et également de réalimenter l'aquifère, 12 bassins d'infiltration ont été mis en place sur le site de Crépieux-Charmy entre 1989 et 2006. Ces bassins ont été implantés en deux phases : on parlera de bassins de première tranche (bassins 1, 2, 3 et 4, années 1989-1992) et de bassins de deuxième tranche (bassins 5 et 6, années 2004-2006). Pour faciliter les opérations de maintenance, les bassins d'infiltration sont compartimentés en paire de bassins (ex : 5.1 et 5.2) fonctionnant indépendamment (fig.12). Ces bassins sont alimentés directement par l'eau du Rhône prélevée via des pré-bassins. La qualité de l'eau du Vieux-Rhône avant recharge est analysée en permanence au niveau d'une station d'alerte (fig.12).

L'eau prélevée sur le captage ne subit aucun traitement, sa qualité dès l'exhaure est de qualité eau potable. Une simple chloration est effectuée pour empêcher la prolifération des bactéries dans les réseaux. Il est de première importance de préserver la qualité de l'eau dans l'aquifère. En cas de problème majeur sur le site (impossibilité d'utiliser le site de captage), une usine de production alimentée par le lac de Miribel permet de prélever et de traiter les eaux superficielles pour assurer la production en eau potable.

1.3.3.2. Concept et dimensionnement de la barrière hydraulique

En 1989, sur le site de Crépieux-Charmy, la sévérité de l'étiage du Rhône a amené le champ captant à la limite de son exploitabilité (BURGEAP, 1989a). Le rabattement maximum sur le site est observé au centre de l'île de Crépieux, à l'endroit où la concentration en puits est la plus importante. En janvier 1989, les rabattements maximaux y sont de l'ordre de 8 m autour du piézomètre M12 (fig.13). Dès lors, une réflexion sur la réalimentation artificielle de l'aquifère sur le site de captage a été engagée.

Peu après les premiers tests d'infiltration dans un bassin réalisé en 1989, l'objectif unique de recharger la nappe en volume évolue : un dispositif de protection consistant à préserver le captage d'une pollution accidentelle du Rhône est à l'étude. La protection dynamique du champ captant, consisterait à créer une barrière hydraulique par injection de l'eau entre le Rhône et les puits (BURGEAP, 1989b). La barrière hydraulique, si elle fonctionne, consiste à inverser les flux d'écoulement dans l'aquifère pour repousser ou fixer le déplacement d'une pollution qui se serait infiltrée via les berges lors d'une pollution accidentelle du fleuve (fig.14).

Les risques de pollution dans le Rhône en amont de Crépieux-Charmy sont liés au grand nombre de rejets domestiques et industriels. En effet, on retrouve à proximité du champ captant de grandes zones industrielles, des voies de communication (ferroviaires ou routières) et des oléoducs qui peuvent être sources de pollutions. Un détail des différentes sources de pollution est proposé par Loste (1992) dans une étude des dispositifs de captage d'eau dans la région. La plupart des rejets ne subissent pas de traitement d'épuration avant leur transfert dans le Rhône. Le dispositif de protection doit répondre à une pollution ponctuelle massive qui pourrait survenir.

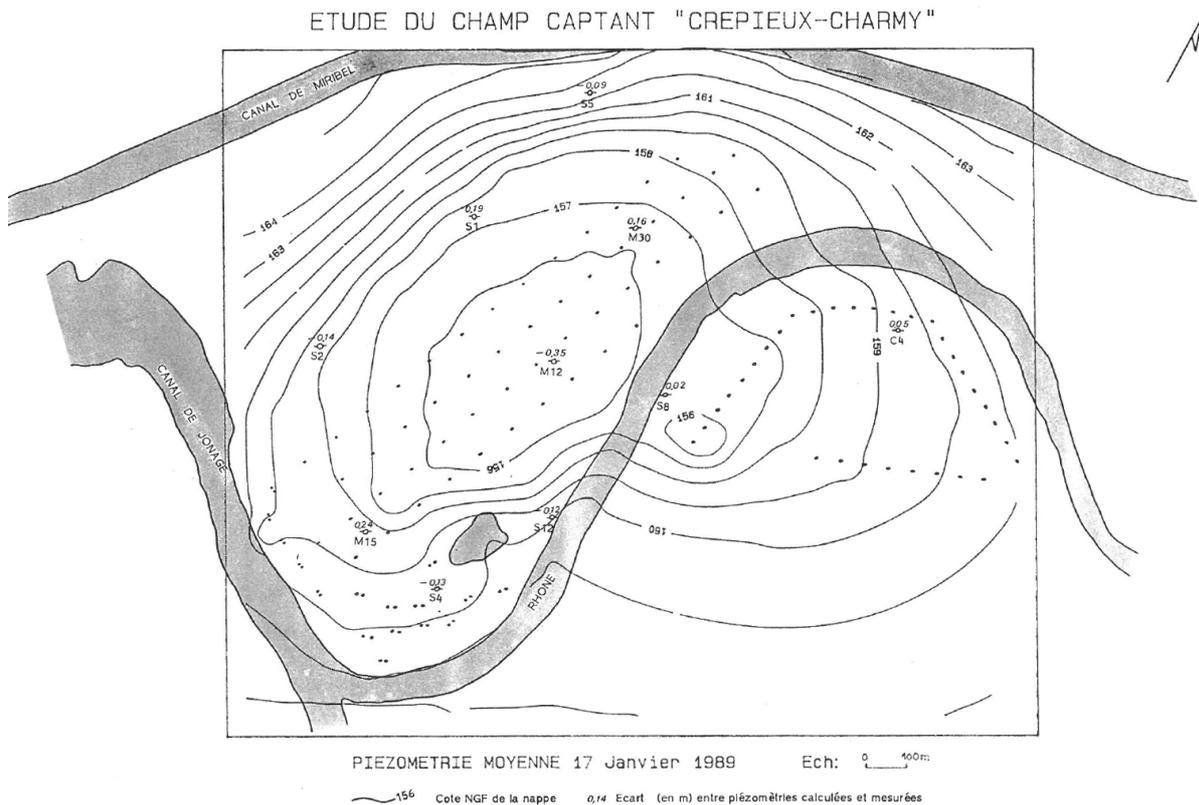


Figure 13 : Piézométrie moyenne du champ captant simulée au 17 janvier 1989 (BURGEAP, 1989a)

En 1990, suite à différentes simulations numériques des réactions de la nappe, la configuration retenue pour la barrière hydraulique est une série de 6 bassins d'infiltration formant autour du captage de Crépieux une forme de fer à cheval au nord et ouvert au sud, avec un autre bassin prévu au cœur de l'île de Charmy (fig.15). Selon les études de dimensionnement, avec un tel dispositif, les volumes de réalimentation journaliers possibles sont de 240 000 m³/j avec une protection permanente de 75 % des ouvrages de prélèvement en les isolant du fleuve. En cas d'alerte de pollution sur le champ captant, les pompes des puits de captage sont coupées et l'alimentation des

bassins est arrêtée après un délai de quelques heures précédant l'arrivée de la pollution à l'amont du site (BURGEAP, 1990).

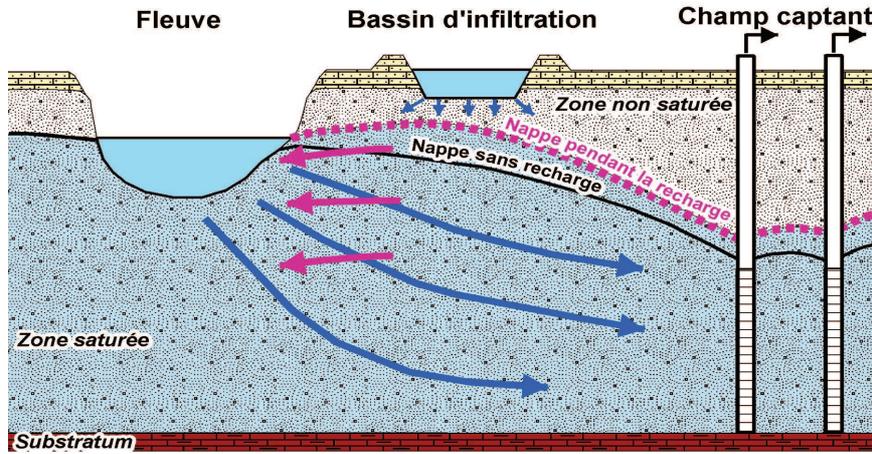


Figure 14 : Principe schématique de la barrière hydraulique (BURGEAP, 1989b, modifiée)

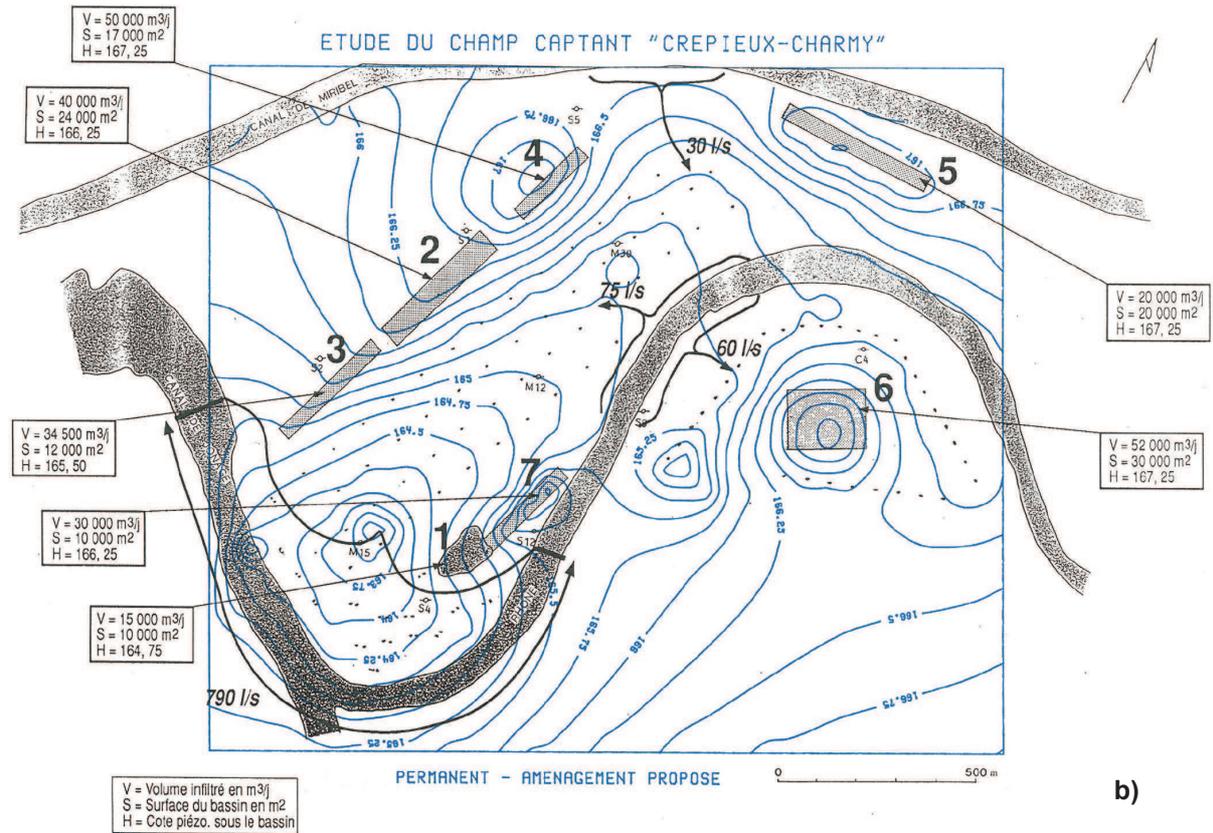


Figure 15 : Piézométrie simulée avec la recharge artificielle prévue (BURGEAP, 1990)

1.3.3.3. Conception et fonctionnement actuel des bassins d'infiltration

◆ Conception

Les bassins d'infiltration ont été creusés dans les alluvions fluviales du Rhône en prenant soin de rechercher les zones de fortes conductivités hydrauliques au droit des surfaces d'infiltration. Les couches de limon ou de remblai (mélange très hétérogène de sables, graviers, limons) moins perméables, quand elles existent, sont décapées dans la mesure du possible (BURGEAP, 1992).

Les bassins ont théoriquement été creusés à des profondeurs définies afin de maintenir une zone non saturée (ZNS) entre le fond du bassin et le niveau maximum de remontée de la nappe. Le maintien de la ZNS est considéré comme nécessaire pour une bonne épuration de l'eau (BURGEAP, 1989a). Selon la conception initiale, le suivi de cette épaisseur de ZNS sous les bassins serait contrôlé par le biais d'un piézomètre de contrôle implanté dans la digue séparant chaque paire de bassins.

L'eau destinée à la recharge provient directement du Rhône (fig.16a). La qualité de l'eau de surface injectée peut engendrer un colmatage progressif dans le fond des bassins. Afin de conserver de bonnes capacités d'infiltration le fond des bassins est recouvert d'un filtre constitué d'une couche de sable calibré sur une épaisseur d'environ 30 cm. Cette couche permet de faciliter les opérations d'entretien du fond des bassins. La couche filtrante est également dimensionnée pour empêcher la progression des particules fines dans les alluvions, le décolmatage deviendrait alors plus problématique. Le sable calibré est nettement identifiable au-dessus des couches alluvionnaires sous les bassins d'infiltration (fig.16b).

Les grandes surfaces d'infiltration initialement dimensionnées ont été divisées en paire de bassins afin de pouvoir réaliser des opérations de décolmatage de la couche de fond tout en conservant la moitié du volume disponible pour la recharge.

Lors des premiers essais de mise en eau, la qualité de l'eau injectée est contrôlée dans le bassin et dans la nappe. Les analyses ont montré que la qualité de l'eau de la nappe est très proche de celle observée avant infiltration et également proche de celle du Rhône. La filtration physique pendant le transfert dans les alluvions permet un abattement total des germes et une diminution notable de la turbidité (BURGEAP, 1989c).



Figure 16 : Vue du remplissage d'un bassin d'infiltration (a) et d'une tranchée dans le fond d'un bassin d'infiltration (b)

La surface totale disponible à l'infiltration dans le fond des bassins est actuellement d'environ 147 000 m² pour l'ensemble du champ captant.

◆ Fonctionnement actuel des bassins d'infiltration :

Aspects réglementaires, liés à la déclaration d'utilité publique (DUP de 1992, révisée en 2003) :

- Le fond des bassins d'infiltration est constitué d'une couche de sable filtrante d'une épaisseur de 30 cm et dispose de caractéristiques particulières : sable siliceux, d'origine naturelle lavé à l'eau,

coefficient d'uniformité (d60/d10) compris entre 2 et 4, d10 compris entre 0.2 et 0.5 mm, passant au tamis de 0.1 mm impérativement inférieur à 3 % et conductivité hydraulique à saturation supérieure à 10^{-5} m/s (Verjat, 2009).

- La hauteur maximale de la tranche d'eau au-dessus de la couche de sable est de 2 m.
- Le niveau de fond de bassin doit permettre, au minimum et à tout moment, de maintenir une épaisseur de ZNS d'un mètre par rapport au niveau de remontée de la nappe en exploitation.
- Les talus pour les bassins de la deuxième tranche sont réalisés en remblais compactés.
- Les débits de recharge maximale sont fixés, au total à 389 730 m³/jour pour l'ensemble des bassins.
- La qualité des eaux infiltrées doit être contrôlée, toute pollution accidentelle ou chronique des eaux du Rhône et toute alerte de crue entraînent l'arrêt immédiat de l'alimentation en eau des bassins.

D'un point de vue opérationnel, les bassins d'infiltration sont remplis jusqu'à une hauteur d'eau de 1.80 m, puis l'alimentation est arrêtée pour laisser le niveau redescendre. Lorsqu'il a atteint la hauteur d'eau de 1.50 m, l'alimentation du bassin reprend et ainsi de suite. On parlera de cycles avec des phases de remplissage (alimentation d'eau dans le bassin) et des phases de vidange (arrêt de l'alimentation de l'eau dans le bassin, vidange vers l'aquifère).

L'instrumentation des bassins d'infiltration pour l'exploitation permet de piloter correctement les installations via un poste de commande. Les débits alimentés dans le bassin sont mesurés avec un débitmètre, la hauteur d'eau ainsi que la température du bassin sont disponibles en temps réel. D'un point de vue réglementaire, le niveau de la nappe mesuré dans le piézomètre de contrôle est associé à l'épaisseur de la ZNS. Le piézomètre est crépiné sur toute la hauteur saturée de l'aquifère et placé dans la digue séparant chaque doublet de bassin d'infiltration. L'alimentation des bassins est coupée si l'épaisseur mesurée entre le niveau de la nappe et la cote du fond de bassin (associée à la ZNS) devient inférieure à 2 m. Ceci est une mesure de précaution vis-à-vis de la DUP qui impose le respect de 1 m de ZNS.

L'eau infiltrée dans les bassins parvient en grande partie aux puits du captage, il est donc d'un intérêt sanitaire de contrôler la qualité de l'eau destinée à l'injection. Le contrôle qualité est d'autant plus important que l'eau injectée est celle du Rhône.

Une station d'alerte située dans le Vieux-Rhône analyse en continu la qualité de l'eau. En cas de non conformité, l'alimentation des bassins est immédiatement coupée. Différentes variables chimiques (concentrations en éléments chimiques) sont mesurées avec des seuils d'alerte fixés pour contrôler l'arrêt des bassins (les paramètres analysés sont disponibles dans l'annexe 3). La mesure de turbidité permet de limiter le colmatage physique par les particules fines dans les fonds de bassin. La limite supérieure acceptable de turbidité dans les bassins est de 50 NTU. Cette valeur est apparue comme étant un bon compromis pour limiter d'une part l'arrêt de la réalimentation et d'autre part les apports en matières colmatantes dans les bassins (BURGEAP, 1994b).

Couplée à la station d'alerte du Vieux-Rhône, une station d'analyse située tout en amont du canal de Miribel, au niveau du barrage de Jons, permet de donner une pré-alerte en cas de détection d'une pollution ou d'une non-conformité (les paramètres analysés sont disponibles dans l'annexe 3). Des essais de traçage réalisés à partir de Jons en 1999 ont permis de déterminer les temps de transfert de l'arrivée d'un polluant entre les deux stations d'alerte. Le transfert a été estimé à 2 h 40 via le canal de Miribel (pour des débits compris entre 280 et 305 m³/s dans le canal de Miribel (CGE, 1999)).

Le colmatage va tendre à faire diminuer les vitesses d'infiltration dans les bassins ainsi que les volumes infiltrés. Le fonctionnement de la barrière hydraulique a été simulé à l'origine comme étant efficace pour certains débits journaliers de réalimentation. En théorie, l'absence de respect de ces volumes journaliers entraîne l'absence de respect des préconisations abordées précédemment pour la formation de la barrière hydraulique. Il est important de noter que la vitesse d'infiltration dans les bassins à l'état neuf est différente d'un bassin à l'autre (globalement comprises entre 1 m/j et 2 m/j).

De par des contraintes fortes de fonctionnement liées à l'exploitation et à la réglementation, les bassins d'infiltration de Crépieux-Charmy présentent des périodes d'à sec qui peuvent être fréquentes.

1.3.3.4. Entretien des bassins d'infiltration

Même en respectant un seuil de turbidité maximum de 50 NTU pour le fonctionnement de la réalimentation, le colmatage des bassins est, à terme, inévitable. Le volume des pré-bassins en place dans lesquels l'eau est prélevée est bien inférieur aux volumes des bassins d'infiltration. Le temps de

résidence de l'eau dans ces pré-bassins, lorsque l'alimentation fonctionne, est faible. Ceci empêche une décantation des matières en suspension présentes dans l'eau.

Le colmatage par les particules fines et par le développement d'un biofilm est nettement observable sur la surface des bassins après quelques mois de mise en eau, sans pour autant que l'on puisse quantifier la part du colmatage liée aux algues de celle liée aux particules fines. Le colmatage dépend de la durée effective de mise en eau et de la qualité de l'eau injectée.

Afin de respecter les vitesses d'infiltration établies pour chaque bassin à l'état initial, l'exploitant suit l'évolution des vitesses d'infiltration dans le temps. La vitesse est calculée à partir de la différence de temps entre deux paliers de hauteurs définies. Lorsque les valeurs de vitesse sont descendues en-dessous d'un seuil défini, la décision de décolmater le bassin est prise.

Le mode de dépôt est le même dans tous les bassins, avec dans un premier temps une progression de particules fines dans la couche de sable (Schuh, 1988). Une fois que l'accumulation de particules fines en surface dans le sable est suffisante, il se forme une couche de sédiment. Ces sédiments vont être mélangés à des développements de microorganismes sous forme d'amas algaux. La vitesse d'infiltration de l'eau dans le bassin diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sédiments (Tu *et al.*, 2011).

Après 6 ans de fonctionnement d'un bassin sur le site, on peut remarquer que la progression des particules fines dans le sable n'a été que de quelques centimètres seulement (4 à 6 cm), laissant le sable plus en profondeur propre (fig.17). Une analyse granulométrique des sédiments mélangés au biofilm (horizon 1) montre une forte présence de particules fines. Plus en profondeur, la quantité de particules fines diminue (horizon 2) pour atteindre une proportion quasiment nulle (horizon 3). Le taux en matières organiques est élevé dans l'horizon 1 ; il est très faible dans les horizons 2 et 3. (Bouvarot, 2011). Une thèse est actuellement en cours sur les problématiques de colmatage biologique et physique des bassins d'infiltration (Bouvarot, 2011-2014).

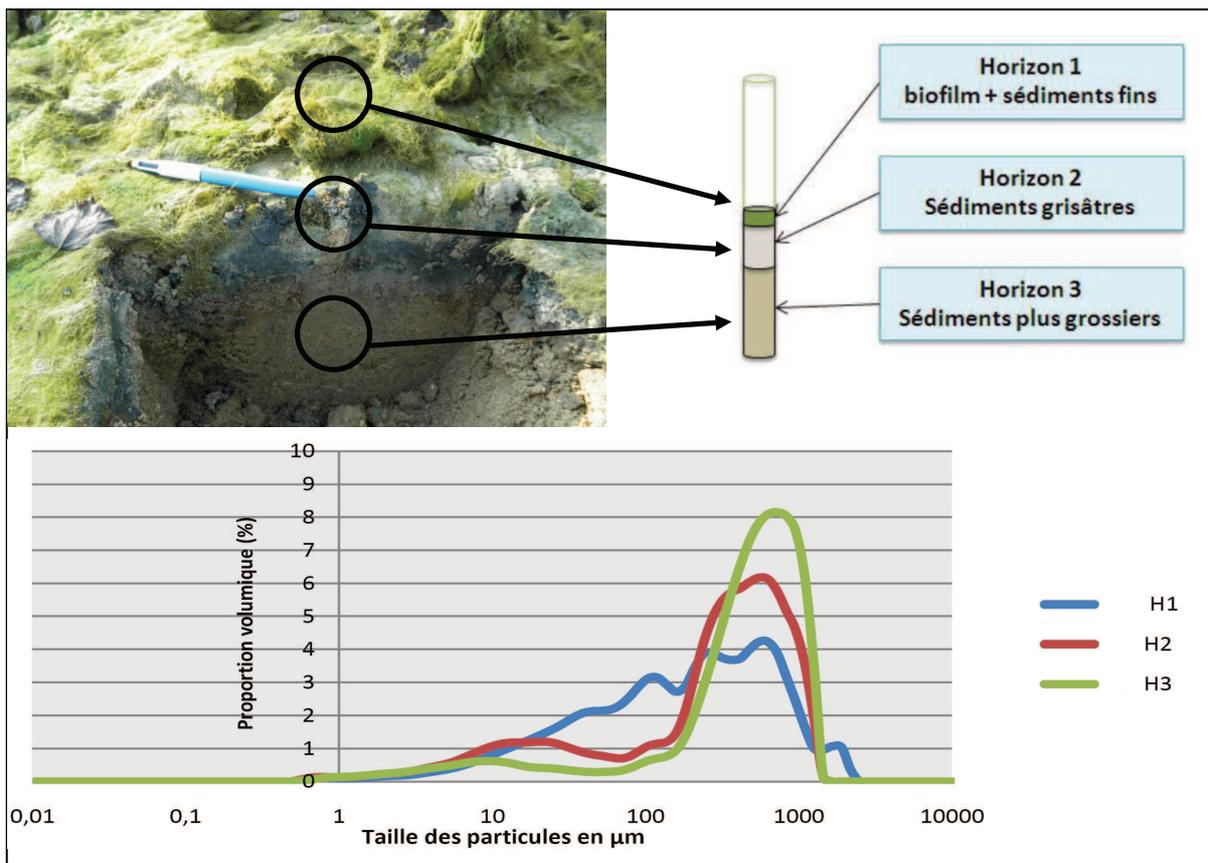


Figure 17 : Granulométrie réalisée sur le fond des bassins d'infiltration du site de captage de Crépieux-Charmy (Bouvarot, 2011)

Pour remédier au colmatage des bassins, deux principales actions sont effectuées :

- *Un décolmatage « léger »*. Cette opération consiste à passer une herse sur le fond des bassins afin de casser le « cake » et les amas algaux en place. Cette technique s'avère efficace si la couche de surface est éliminée du bassin (Bize, 1975).
- *Un décolmatage « lourd »*. Cette opération consiste à retirer tout ou partie de la couche de sable filtrante et d'en remettre une nouvelle. Des analyses sédimentométriques ont montré que les particules fines ne progressent pas à plus de 10 cm de profondeur dans la couche de sable (BURGEAP, 1994b). Le remplacement d'une épaisseur de 10 cm s'avère suffisant pour recouvrir des caractéristiques hydrauliques proches de l'état neuf. Un diagnostic sur le terrain est effectué pour ajuster l'épaisseur de sable à retirer en fonction de la progression des particules fines qui peut être différente d'un bassin à l'autre. La récurrence de ces opérations d'entretien est de 4 à 6 ans suivant l'importance du colmatage des bassins.

Selon Bouwer (2002), des mises à sec volontaires pendant une certaine période de temps afin de décomposer et de laisser craqueler la couche colmatante sont efficaces dans l'amélioration des capacités d'infiltration des bassins. Cette technique n'a toutefois pas donnée satisfaction sur le site.

1.4. Conclusions et discussion

Après avoir balayé le concept de réalimentation artificielle de nappe et les différentes applications possibles, on s'est concentré sur un exemple de réalisation opérationnelle : les bassins d'infiltration sur le site de captage de Crépieux-Charmy. Ces bassins ont été dimensionnés, à l'origine, dans le but de soutenir les niveaux de nappe et de créer une barrière hydraulique pour protéger le champ captant d'une pollution provenant des infiltrations via les rivières.

Ce site est particulièrement intéressant car il couple plusieurs problèmes : les puits de pompage, l'alimentation par les rivières, l'alimentation par une nappe régionale et la réalimentation artificielle. Différents échanges seront pris en compte dans ce travail en considérant la ZS et la ZNS. Ces éléments couplés dans une problématique de recharge artificielle incluent les points difficiles identifiés dans la littérature comme l'importance des conditions aux limites dans la remontée de la nappe. Un avantage dans ce travail est que le site, dans sa globalité, est déjà bien instrumenté et dispose d'un historique avec une base de données conséquente.

Même si les études de faisabilité lors de l'implantation des bassins et un bon suivi ont été conduits sérieusement sur le site de Crépieux-Charmy, il reste plusieurs points à éclaircir. Les observations et les expérimentations réalisées jusqu'à présent ne permettent pas de montrer clairement l'efficacité de la barrière hydraulique. La présence (ou l'absence) de ZNS sous les bassins d'infiltration lorsqu'ils sont en fonctionnement n'a encore jamais pu être démontrée.

Dans ce travail, pour compléter l'analyse des données expérimentales, on va s'appuyer sur des modélisations. On devra bâtir un modèle représentatif des conditions aux limites (dont certaines sont variables temporellement), et de la géologie locale afin de représenter, au mieux, les écoulements. Les résultats des calculs seront confrontés à des mesures spécifiques réalisées sur le terrain.

Chapitre 2

Modélisations et résolutions numériques

2.1. Définitions	55
2.1.1. Notion de porosité et de teneur en eau	55
2.1.1.1. Porosité	55
2.1.1.2. Teneur en eau	56
2.1.2. Potentiels et pressions dans l'eau du sol :	57
2.1.2.1. Notion d'eau libre et d'eau liée	57
2.1.2.2. Le potentiel hydrique	58
2.1.2.3. Pression (h) et charge (H)	58
2.1.2.4. Profil hydrique dans le sol	59
2.1.3. Stock d'eau dans le sol : notion d'emmagasinement	60
2.2. Equations de transfert	62
2.2.1. Loi de Darcy	62
2.2.2. Equation de continuité	64
2.2.3. Equation de diffusivité	66
2.2.4. Equation de Richards	66
2.2.5. Courbes caractéristiques en zone non saturée	67
2.2.5.1. Relation entre pression et teneur en eau	67
2.2.5.2. Relation entre conductivité, teneur en eau et pression	68
2.2.5.3. Quelques courbes caractéristiques	68
2.2.5.4. Conductivité hydraulique K au voisinage de θ_s	69
2.3. Modélisation et résolutions numériques	70
2.3.1. Modélisation des écoulements	70
2.3.1.1. Conditions initiales	70
2.3.1.2. Conditions aux limites	70
2.3.2. Résolutions numériques	71
2.3.2.1. Choix des éléments finis	72
2.3.2.2. Deux codes de calcul en éléments finis	72
2.3.2.3. Pertinence du choix des codes de calcul	73
2.4. Conclusions et discussion	73

Chapitre 2

Modélisations et résolutions numériques

2.1. Définitions

Le sol est un réservoir poreux complexe composé de trois phases : solide, liquide et gazeuse. Un milieu poreux peut être représenté par des variables liées à la taille de ses hétérogénéités, et à l'échelle d'observation : microscopique, macroscopique, VER... Le volume élémentaire représentatif (VER) permet de définir une échelle d'observation qui est choisie de manière théorique en fonction de la division du milieu (Ledoux, 2003). Le VER est l'échelle d'homogénéité des hétérogénéités macroscopiques d'un milieu (Bear, 1972). L'échelle microscopique des pores est l'échelle classique de la mécanique des fluides pour laquelle le fluide est un milieu continu (Szenknect, 2003).

2.1.1. Notion de porosité et de teneur en eau

2.1.1.1. Porosité

La porosité est définie comme le pourcentage de vide contenu dans les roches et les sols qui peut être occupé par des fluides (de Marsily, 1981). C'est une grandeur géométrique, intrinsèque au milieu physique étudié. La porosité primaire est contenue dans les interstices entre les grains si le milieu est non consolidé et les vides à l'intérieur du squelette si le milieu est consolidé (fig.18).

On parlera de milieux poreux dans le sens mécanicien des fluides. C'est ce type de porosité que l'on retrouve dans les alluvions fluviales du site de captage de Crépieux-Charmy.

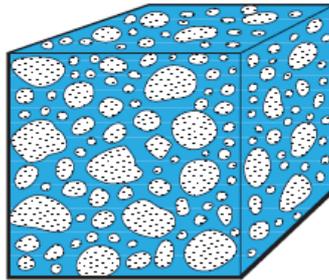


Figure 18 : Porosité primaire des alluvions fluviales (Johnson, 2003)

◆ Formulations à l'échelle du VER :

La porosité totale ε_t [$L^3.L^{-3}$], pour un volume de sol considéré peut se formuler (fig.19) :

$$\varepsilon_t = \frac{V_v}{V_T} \quad [7]$$

avec :

$$V_T = V_v + V_s \quad [8]$$

où V_T [L^3] est le volume total de sol considéré, V_s [L^3] est le volume total de solide et V_v [L^3] le volume total de vide contenu dans le volume de sol considéré.

Il est possible d'exprimer le volume relatif des vides de ce sol par l'indice des vides e [$L^3.L^{-3}$] :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad [9]$$

La porosité connectée du sol ε_{co} [$L^3.L^{-3}$] correspond au volume des vides connectés :

$$\varepsilon_{co} = \frac{V_{v\ co}}{V_T} \quad [10]$$

où $V_{v\ co}$ [L^3] est le volume de vides connectés.

La porosité occluse du sol ε_{oc} [L³.L⁻³] correspond au volume des vides occlus :

$$\varepsilon_{oc} = \frac{V_{voc}}{V_T} \quad [11]$$

où V_{voc} [L³] est le volume des vides occlus.

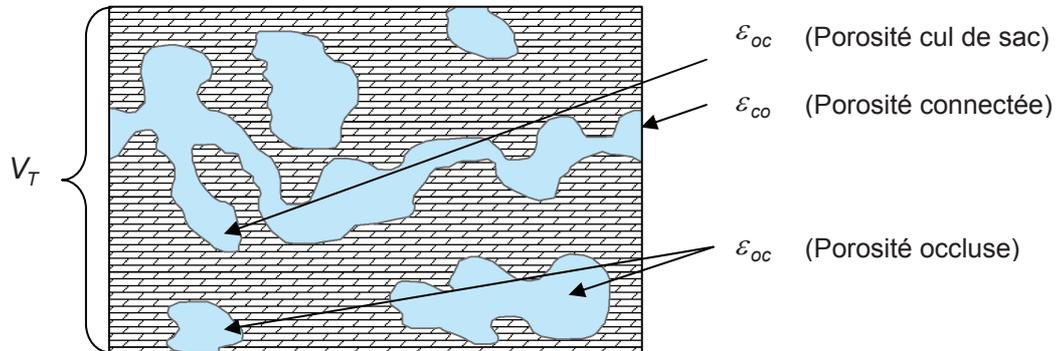


Figure 19 : Porosité au fluide dans les sols

Le milieu est dit saturé lorsque la totalité de la porosité disponible est remplie par l'eau liquide. Le milieu est dit non saturé si une partie de la porosité est occupée par un gaz.

2.1.1.2. Teneur en eau

◆ Formulations à l'échelle du VER :

La teneur en eau volumique θ [L³.L⁻³] est définie par :

$$\theta = \frac{V_w}{V_T} \quad [12]$$

où V_w [L³] est le volume d'eau total dans l'échantillon.

Cette grandeur est inférieure ou égale à la porosité totale : $\theta \leq \varepsilon_t$ [13]

La teneur en eau occluse θ_{oc} [L³.L⁻³] représente la partie d'eau piégée dans la porosité fermée. L'eau comprise dans cette porosité est très difficile à déplacer. Elle est définie par :

$$\theta_{oc} = \frac{V_{eoc}}{V_T} \quad [14]$$

où V_{eoc} [L³] est le volume d'eau occluse.

La teneur en eau immobile θ_{im} [L³.L⁻³] représente le volume d'eau qui ne participe pas aux écoulements. Elle inclut le volume d'eau contenu dans la porosité occluse, et l'eau qui ne se déplace pas (ou très peu) comme dans la porosité en cul de sac et l'eau liée. Elle est définie par :

$$\theta_{im} = \frac{V_{wim}}{V_T} \quad [15]$$

où V_{wim} [L³] est le volume d'eau immobile.

Le volume d'eau compris dans la porosité occluse est la valeur minimale de la teneur en eau immobile. On a donc la relation suivante :

$$\theta_{im} \geq \theta_{oc} \quad [16]$$

La teneur en eau mobile θ_m [L³.L⁻³] est la teneur en eau qui participe à l'écoulement :

$$\theta_m = \frac{V_{wm}}{V_T} \quad [17]$$

où V_{wm} [L³] est le volume d'eau mobile.

Notons que : $\theta = \theta_m + \theta_{im}$ [18]

On parle également de teneur en eau pondérale, ω [M.M⁻¹], définie comme le rapport de la masse totale de l'échantillon sur la masse de l'échantillon sec :

$$\omega = \frac{M_w}{M_s} \quad [19]$$

où M_w [M] est la masse d'eau contenue dans l'échantillon, et M_s [M] la masse de l'échantillon sec (masse de sol sec après séchage à une température de 105 °C).

La masse volumique apparente sèche du sol ρ_d [M.L⁻³] permet de passer de la teneur en eau pondérale à la teneur en eau volumique avec la relation suivante :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T} \quad [20]$$

et :

$$\theta = \omega \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad [21]$$

où ρ_w [M.L⁻³] est la masse volumique de l'eau liquide (≈ 1 kg/dm³).

Le degré de saturation Sat [L³.L⁻³] relie la teneur en eau totale et la porosité totale. Il est défini par :

$$Sat = \frac{\theta}{\varepsilon_t} \quad [22]$$

La teneur en eau d'un sol varie d'une valeur minimale θ_r [L³.L⁻³] à une teneur en eau maximale θ_s [L³.L⁻³]. En réalité, la saturation des sols atteint rarement 1 à cause de la présence d'air piégé ($\theta_s < \varepsilon_t$).

Dans ce travail, on utilise la notation : $\Delta\theta = \theta_s - \theta_r$ [23]

où $\Delta\theta$ [L³.L⁻³] est la teneur en eau disponible à l'écoulement.

◆ Méthodes de mesure de la teneur en eau :

La teneur en eau est toujours déduite indirectement par des mesures sur le terrain ou en laboratoire. On distingue principalement deux types de méthode :

- Les méthodes non destructives permettent d'effectuer une mesure sans détruire le sol à analyser. On peut citer différentes méthodes telles que : la méthode neutronique (AIEA, 2003), la RMP (Résonance Magnétique Protonique) (Legchenko *et al.*, 2002), la méthode capacitive (Tran Ngoc Lan, 1972). Dans ce travail, la méthode TDR (Time Domain Reflectometry) (Evet, 2003) est utilisée.

- Les méthodes destructives nécessitent de détruire le sol à analyser. Dans ce cas, des échantillons de sols sont prélevés puis analysés en laboratoire par méthode gravimétrique. Cette méthode permet d'estimer la teneur en eau pondérale d'un échantillon. Il est possible de revenir à la teneur en eau volumique en connaissant la densité apparente sèche de l'échantillon.

2.1.2. Potentiels et pressions dans l'eau du sol :

2.1.2.1. Notion d'eau libre et d'eau liée

L'état de l'eau dans le sol dépend directement de sa mobilité et de son type de liaison (Cosandey *et al.*, 2007). Seule une partie de l'eau contenue dans un sol est mobilisable, on parle alors d'eau libre et d'eau liée.

- Eau liée : elle comprend l'eau attachée à la surface des grains par les forces d'attraction moléculaire (de Marsily, 1981). L'eau liée s'étend sur une distance à la particule plus grande que celle de l'eau adsorbée (fig.20). Cette eau a une viscosité élevée et elle est difficilement mobilisable sous forme liquide (Magnan, 1999).

- Eau libre : cette eau est située au-delà des forces d'attraction des particules solides (fig.20). C'est l'eau qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur et/ou de capillarité.

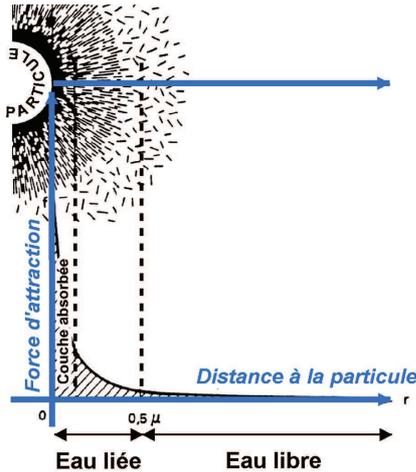


Figure 20 : Structure de la couche d'eau au contact d'une particule solide (de Marsily, 1981)

2.1.2.2. Le potentiel hydrique

On appellera « potentiel hydrique » un état énergétique de l'eau dans le sol (Bruand *et al.*, 2005), comparé à une référence d'eau standard (définie comme un réservoir d'eau pure, à la pression atmosphérique, à une température et une position donnée (Hillel, 1974)).

L'eau dans le sol est soumise à plusieurs potentiels ; les principaux sont la gravité (potentiel gravitaire) et le potentiel de pression. Le potentiel d'écoulement hydrique total Ψ résulte de la somme de ces potentiels :

$$\Psi = \Psi_g + \Psi_p + \Psi_o \quad [24]$$

- où :
- Ψ [$M.L^{-1}.T^{-2}$] est le potentiel hydrique total.
 - Ψ_g [$M.L^{-1}.T^{-2}$] est le potentiel de gravité.
 - Ψ_p [$M.L^{-1}.T^{-2}$] est le potentiel de pression ou matriciel.
 - Ψ_o [$M.L^{-1}.T^{-2}$] est le potentiel de pression osmotique.

- Potentiel de gravité : ce potentiel correspond au champ de pesanteur.
- Potentiel de pression : ce terme est formulé différemment si l'on se place en zone non saturée ou saturée :

En zone non saturée, on parlera de succion matricielle ou de potentiel de pression capillaire. La présence de ménisques fait apparaître des forces de tension superficielles entre l'air et l'eau du sol. La pression capillaire est étroitement liée au diamètre des pores et à leur occupation par l'eau.

En zone saturée, on parlera de pression hydrostatique qui correspond à la pression du poids de la colonne d'eau par rapport à un point d'observation considéré.

- Potentiel de pression osmotique : ce potentiel dépend de la concentration des éléments chimiques dissous dans l'eau.

2.1.2.3. Pression (h) et charge (H)

Pour des concentrations faibles en éléments dans l'eau, la pression osmotique est négligeable, le potentiel hydrique se réduit à :

$$\Psi = \Psi_g + \Psi_p \quad [25]$$

Considérons dans ce travail que l'axe des altitudes est positif vers le haut et que le plan de référence est situé au niveau du substratum de l'aquifère (fig.21). Par convention, la surface libre de la nappe est à la pression atmosphérique, considérée comme nulle soit : $\Psi_p = 0$.

Avec ces conventions, au niveau de l'altitude $z = 0$ sur le plan de référence, le potentiel gravitaire est nul et le potentiel de pression est égal à la pression de la colonne d'eau. Au-dessus du niveau de la nappe, le potentiel de pression est négatif. Le mouvement d'eau entre deux points dans ce système est fonction de la différence de potentiel entre ces deux points. L'énergie cinétique est négligeable car les vitesses d'écoulement sont toujours très lentes dans la nappe et dans la ZNS.

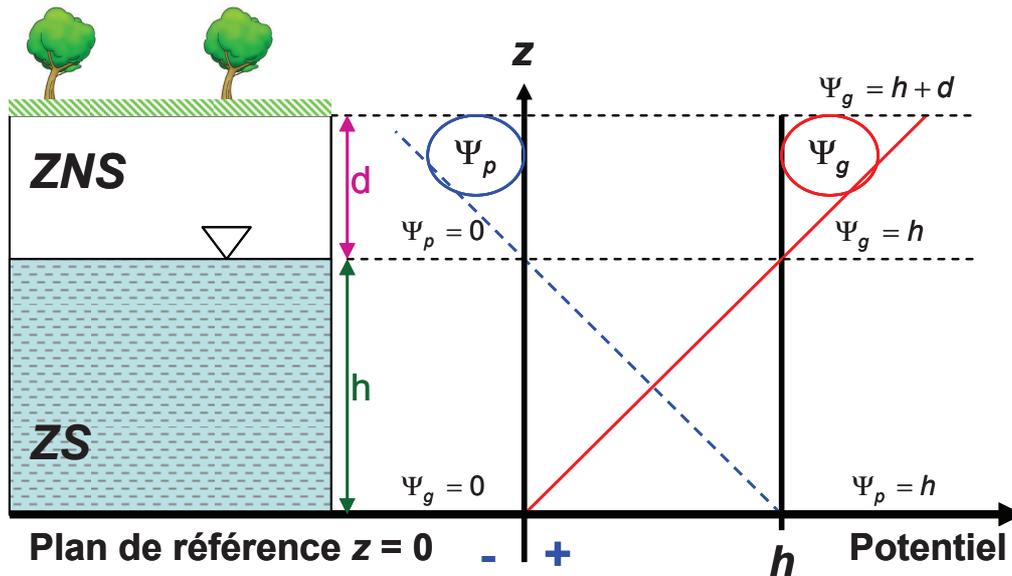


Figure 21 : Potentiels hydriques (à l'équilibre) dans la zone non saturée et saturée du sol

Le potentiel total de l'eau dans le sol peut être exprimé sous la forme d'une charge hydraulique H [L]. La charge hydraulique d'un fluide incompressible soumise à la gravité avec l'axe des altitudes orienté vers le haut, s'exprime selon :

$$H = z + h \quad [26]$$

où le potentiel de gravité est réduit à la cote z [L] :

$$z = \Psi_g \quad [27]$$

Le potentiel de pression est exprimé sous la forme d'une charge de pression h [L] rapportée à la pression atmosphérique :

avec :

$$h = \Psi_p = \frac{p - p_{ATM}}{\rho g} \quad [28]$$

où p [$M.L^{-1}.T^{-2}$] est la pression au point considéré, p_{ATM} [$M.L^{-1}.T^{-2}$] la pression atmosphérique, ρ [$M.L^{-3}$] est la masse volumique du fluide et g [$L.T^{-2}$] l'accélération de la pesanteur.

La charge hydraulique dans une nappe est souvent exprimée par rapport à son système altimétrique de référence. En France, c'est le Nivellement Général de la France (NGF) qui constitue le réseau de repère altimétrique. Actuellement, c'est le NGF – IGN69 qui est utilisé en France, avec un niveau zéro altimétrique déterminé par le marégraphe de Marseille. Dans ce travail, lorsque rien n'est précisé, la charge hydraulique est toujours exprimée en m (NGF – IGN69).

◆ Méthodes de mesure de la charge hydraulique et du potentiel hydrique :

- En zone non saturée, un dispositif tensiométrique permet de mesurer le potentiel de succion matricielle d'un sol. La méthode par tensiométrie permet globalement de couvrir une gamme du potentiel hydrique : $0 < h < -5$ m (Causandey *et al.*, 2007).
- En zone saturée dans une nappe libre ou captive, il est possible de mesurer directement la charge hydraulique H à l'aide d'un tube d'accès à la nappe (piézomètre) dans lequel le niveau d'eau représente le niveau de la surface libre de l'aquifère. A l'aide d'une sonde de mesure de pression glissée dans le piézomètre, la hauteur de la colonne d'eau contenue au-dessus de la sonde est mesurée. Dans ce travail, la charge hydraulique est indifféremment appelée cote piézométrique.

2.1.2.4. Profil hydrique dans le sol

Considérons le cas d'un sol non saturé en équilibre hydrostatique avec la nappe libre sous-jacente (sans écoulement) (fig.22) :

- Dans la zone saturée, la pression de l'eau est positive, l'ensemble de la porosité est remplie par le fluide. La teneur en eau dans cette zone est au maximum fixée à ε_s , en pratique, elle peut être fixée à θ_s (fig.22).
- Dans la zone non saturée, la porosité est remplie par du gaz et du fluide, le potentiel de pression de l'eau est négatif. Dans cette zone, la teneur en eau du sol θ varie entre une valeur

minimale appelée teneur en eau résiduelle θ_r et une teneur en eau maximale appelée teneur en eau à saturation θ_s (fig.22). Selon les conditions hydriques de la zone non saturée, la charge de pression du sol h varie avec sa teneur en eau θ .

L'espace poral varie en fonction des types de sol. En plus des conditions aux limites appliquées, cette caractéristique influence la forme des profils hydriques. La pression d'entrée d'air h_0 , correspond à la hauteur de la remontée capillaire au-dessus de la surface libre de la nappe, et dans laquelle le milieu poreux reste saturé en eau. On utilise également h_g , le point d'inflexion de la courbe $h(\theta)$ pour caractériser la remontée capillaire.

Compte tenu de notre sujet d'étude, on considèrera que l'imbibition et le drainage de l'eau contenue dans le sol se font selon cette même courbe caractéristique de profil hydrique (on néglige les phénomènes d'hystérèse). Lorsque le potentiel de l'eau n'est pas à l'équilibre dans le sol, il existe en permanence des phases d'imbibition et de drainage.

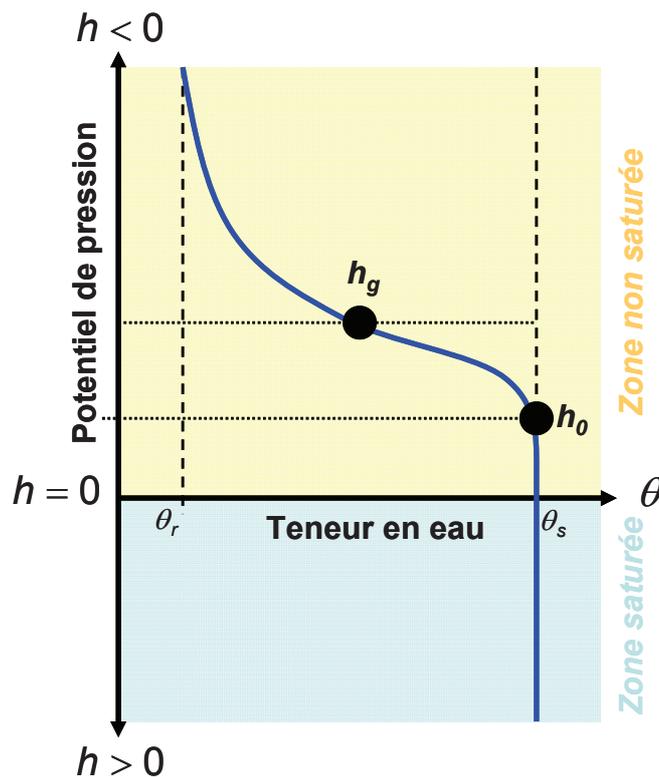


Figure 22 : Courbe caractéristique du profil hydrique à l'équilibre d'un sol

2.1.3. Stock d'eau dans le sol : notion d'emmagasinement

Le sol est un réservoir qui emmagasine une certaine quantité d'eau. La notion d'emmagasinement est liée à ce stock d'eau. Une variation du niveau de la surface libre de la nappe lors d'un pompage donne une indication relative à la variation du volume d'eau emmagasiné dans l'aquifère. L'emmagasinement est exprimé différemment que l'on soit en nappe libre ou captive. Dans ce travail, la terminologie anglo-saxonne est conservée pour différencier les nappes libres et captives.

En nappe libre, le coefficient d'emmagasinement, est une propriété liée à la porosité et aux caractéristiques d'emmagasinement du système aquifère. Les variations de l'emmagasinement dans la nappe sont principalement liées aux fluctuations du niveau de la surface libre de l'aquifère.

- Le coefficient d'emmagasinement appelé « specific yield » (S_y) est défini comme la différence entre la porosité totale et la teneur en eau résiduelle. C'est le volume d'eau qui peut être drainé dans la porosité. Ce coefficient est fortement dépendant de la porosité totale et de la géométrie de l'espace poral

$$S_y = \varepsilon_t - \theta_r \quad [29]$$

où S_y [-] est le specific yield, ε_t [$L^3.L^{-3}$] la porosité totale, et θ_r [$L^3.L^{-3}$] la teneur en eau résiduelle.

- Le coefficient d'emmagasinement apparent, appelé « apparent specific yield » (S_{ya}) est défini comme le rapport du volume d'eau ajouté ou retiré de la partie saturée de l'aquifère sur la variation du volume d'aquifère sous le niveau de la surface libre de la nappe. Cette valeur est constante dans le temps. Autrement dit, on fait l'approximation que lors d'un pompage, l'eau emmagasinée est immédiatement libérée lorsque le niveau de la nappe descend.

La distribution des teneurs en eau dans un sol au-dessus du niveau libre de la nappe (z), est représentée pour deux niveaux différents à la surface libre d'un aquifère homogène (z_1 et z_2 , fig.23). Les deux profils de teneur en eau sont stabilisés, à l'équilibre. Le volume d'eau drainé dans la ZNS est égal au volume d'eau retiré dans la ZS de l'aquifère ($V_A = V_B$).

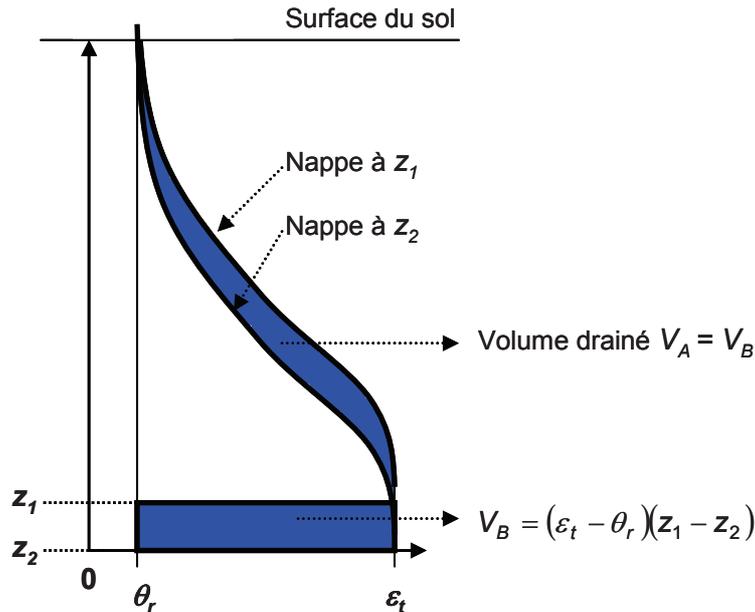


Figure 23 : Profil de teneur en eau entre deux niveaux de nappe stabilisés, correspondant au volume drainé dans un aquifère homogène (Mc Whorter et Sunada, 1977, modifié)

Le volume d'eau libéré par unité de surface retiré entre z_1 et z_2 est : $(\varepsilon_t - \theta_r)(z_1 - z_2)$ [30]
 où z_1 est la position de la nappe stabilisée au temps initial, et z_2 est la position de la nappe stabilisée lors d'un pompage long (par exemple).

Dans ce cas : $S_{ya} = S_y = \varepsilon_t - \theta_r$ [31]
 où S_{ya} [-] est le coefficient d'emmagasinement apparent.

L'hypothèse de Dupuit-Forsheimer (Dupuit 1863, Forsheimer 1930) permet d'approximer que le flux d'écoulement dans la zone saturée est horizontal, parallèle au substratum pour une pente faible de la surface libre de la nappe. La distribution de la charge hydraulique selon un axe vertical est hydrostatique. Avec cette approximation, un bilan volumique est possible dans un volume de contrôle sur toute l'épaisseur de la partie saturée de l'aquifère (fig.24).

On peut écrire la relation suivante : $\frac{\partial V_w}{\partial t} = S_{ya} \frac{\partial H}{\partial t} \Delta x \Delta y$ [32]

où V_w [L^3] est le volume d'eau dans le volume de contrôle, $\partial H / \partial t$ la variation du niveau de l'aquifère dans le temps [$L.T^{-1}$], Δx et Δy [L] les longueurs des côtés de la surface du volume unitaire.

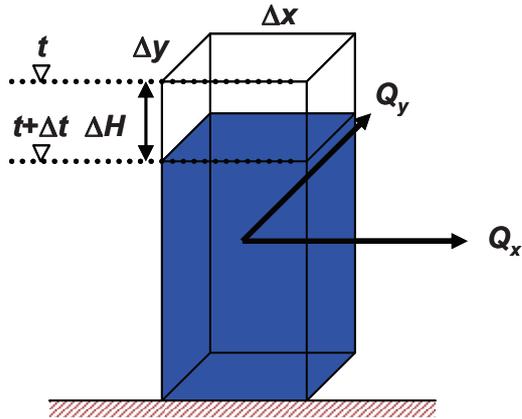


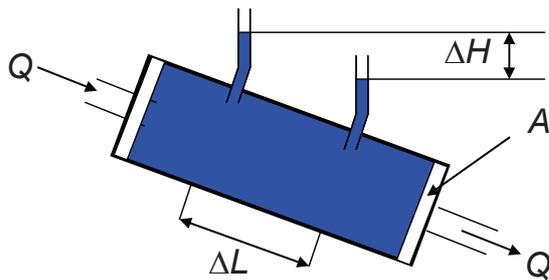
Figure 24 : Volume de contrôle dans un aquifère libre

2.2. Equations de transfert

Lors des processus de recharge de nappe par un bassin d'infiltration la zone non saturée (par percolation gravitaire) et la zone saturée du sol sont sollicitées.

2.2.1. Loi de Darcy

Darcy (1856) a montré expérimentalement que le flux passant à travers une colonne de milieu poreux est proportionnel au gradient hydraulique. Pour un milieu saturé, la loi de Darcy est ici écrite pour des écoulements monophasiques permanents en milieu poreux avec une matrice solide homogène, isotrope et rigide. Le fluide est considéré comme incompressible et isotherme.



$$Q = -K_s A \left(\frac{\Delta H}{\Delta L} \right) \quad [33]$$

$$q = -K_s \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad [34]$$

Figure 25 : Représentation de l'expérience de Darcy pour un écoulement permanent

où Q [$L^3.T^{-1}$] est le débit permanent à travers la colonne, A [L^2] la surface de la section de la colonne, K_s [$L.T^{-1}$] la conductivité hydraulique à saturation, $\Delta H/\Delta L$ [$L.L^{-1}$] le gradient hydraulique, $q = Q/A$ [$L.T^{-1}$] la densité de flux volumique (flux de Darcy).

La conductivité hydraulique à saturation dépend de la nature du fluide, elle peut être reliée à une propriété du milieu poreux selon (de Marsily, 1981) :

$$K_s = k \frac{g}{\nu} \quad [35]$$

où k [L^2] est la perméabilité intrinsèque du sol, et ν [$L^2.T^{-1}$] est la viscosité cinématique du fluide.

La conductivité hydraulique à saturation mesurée à une température T peut être déduite d'une température de référence T_{ref} , arbitrairement choisie à 20 °C en utilisant le coefficient de viscosité cinématique $C_v(T)$:

$$C_v(T) = \frac{\nu_T}{\nu_{T_{ref}}} \quad [36]$$

$$K_s(T) = \frac{K_{sT_{ref}}}{C_v(T)} \quad [37]$$

où $C_v(T)$ [-] est le coefficient de viscosité cinématique, ν_T [$L^2.T^{-1}$] la viscosité cinématique à la température T , $\nu_{T_{ref}}$ [$L^2.T^{-1}$] la viscosité cinématique à la température T_{ref} , $K_s(T)$ [$L.T^{-1}$] la conductivité hydraulique à saturation à la température T et $K_{s_{T_{ref}}}$ [$L.T^{-1}$] la conductivité hydraulique à saturation à la température T_{ref} .

La viscosité cinématique de l'eau liquide varie inversement avec la température (fig.26), l'augmentation de température occasionne alors une augmentation de la conductivité hydraulique.

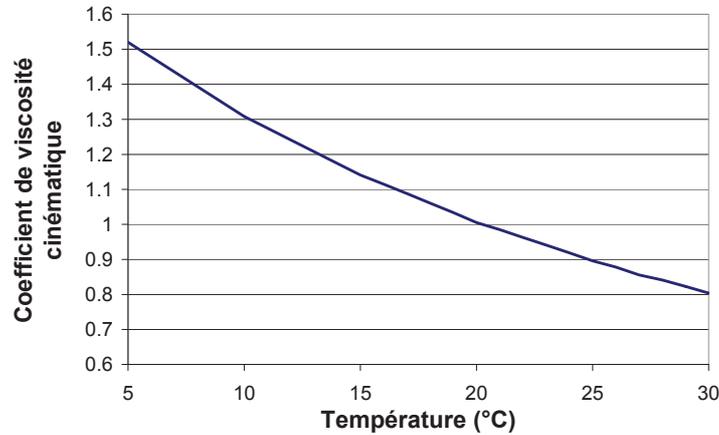


Figure 26 : Variation du coefficient de viscosité cinématique de l'eau avec la température

La loi de Darcy pour les milieux saturés dans un système à trois dimensions s'écrit :

$$\vec{q} = -\overline{K_s} \vec{\nabla}(H) \quad [38]$$

soit encore :

$$\vec{q} = -\frac{\overline{k}}{\nu\rho} (\overrightarrow{\text{grad}} p + \rho g \vec{\nabla} z) \quad [39]$$

où $\overline{K_s}$ et \overline{k} sont les tenseurs de conductivité hydraulique à saturation et de perméabilité.

◆ Domaine de validité de l'équation de Darcy :

L'utilisation de la formulation de Darcy suppose que l'écoulement dans les pores est laminaire. Le nombre de Reynolds donne le rapport entre les forces d'inertie et les forces de viscosité, il s'écrit :

$$Re = \frac{qd}{\nu} \quad [40]$$

où Re [-] est le nombre de Reynolds et d [L] est le diamètre moyen des grains.

Dans les sols, le nombre de Reynolds est généralement inférieur à une limite comprise entre 1 et 10. Dans ce cas, l'écoulement dans la porosité est laminaire et la loi de Darcy est applicable.

Pour des nombres de Reynolds supérieurs à 10, le régime devient turbulent, comme dans des milieux à porosité grossière où l'apparition de turbulences locales provoquent une perte d'énergie qui va limiter l'efficacité du gradient de potentiel comme force motrice de l'écoulement (Musy *et al.*, 1991).

La conductivité hydraulique à saturation varie en fonction de la lithologie, les valeurs sont globalement comprises dans une gamme qui va de 10^{-9} m/s pour les formations les plus fines (ex : argiles) à 10^{-2} m/s, voire plus, pour les formations les plus grossières (ex : graviers).

◆ Méthodes de mesure de la conductivité hydraulique à saturation :

Sur le terrain, la conductivité hydraulique à saturation n'est pas mesurable directement, elle est toujours déduite de l'interprétation d'essais dédiés. Pour déterminer la conductivité hydraulique à saturation d'une nappe libre, les méthodes par essais de pompage en régime permanent ou transitoire sont les plus employées. Le rabattement occasionné par le débit prélevé et la remontée de la nappe lors de l'arrêt du pompage permettent une interprétation, en utilisant des solutions analytiques de l'équation de diffusivité comme celles proposées par : Dupuit (1863), Thiem (1906), Theis (1935), Cooper-Jacob (1946), etc....

D'autres méthodes existent pour déterminer la conductivité hydraulique à saturation, comme l'infiltration à charge variable à partir d'un trou à la tarière (méthode de Porchet), qui est basée sur l'observation de la vitesse d'abaissement de l'eau dans le trou préalablement rempli d'eau. Le

perméamètre de Guelph par infiltration à charge constante, est basé sur la mesure du débit stabilisé qu'il faut injecter dans un forage pour maintenir une charge d'eau constante.

En laboratoire sur des échantillons prélevés in-situ, il est possible d'utiliser un perméamètre à charge constante ou un perméamètre à charge variable. Le principe du perméamètre est analogue à l'expérience de Darcy. On impose un gradient de charge dans l'échantillon à analyser puis on mesure les débits. Lors de l'échantillonnage, les caractéristiques du milieu poreux sont modifiées. Pour cette raison, les analyses en laboratoire sont à considérer avec précaution.

Dans un aquifère de type alluvial, la nappe peut être comprise dans des couches successives de sables et de graviers. Dans ce cas, l'aquifère est dit hétérogène. La conductivité hydraulique à saturation identifiée lors d'un essai de pompage correspond à une moyenne des conductivités hydrauliques de chacune des couches. On parlera ici de conductivité hydraulique à saturation globale de l'aquifère.

La conductivité hydraulique à saturation peut être exprimée dans les trois directions de l'espace, on notera dans le plan horizontal K_{sx} et K_{sy} et dans le plan vertical K_{sz} . Lorsque le paramètre est différent dans l'une des directions de l'espace, on parlera d'anisotropie du paramètre, la conductivité hydraulique s'exprime sous la forme d'un tenseur.

◆ **L'expression de Darcy en milieu non saturé :**

La formulation de Darcy en milieu non saturé est analogue à celle en milieu saturé. La conductivité hydraulique est variable en fonction de la charge de pression qui dépend de la teneur en eau du sol.

Exprimée par rapport à h :

$$\vec{q} = -\bar{K}(h)\vec{\nabla}(H) \quad [41]$$

$$\vec{q} = -\bar{K}(h)\vec{\nabla}[h + z] \quad [42]$$

Exprimée par rapport à θ :

$$\vec{q} = -\bar{K}(\theta)\vec{\nabla}(H) \quad [43]$$

$$\vec{q} = -\bar{K}(\theta)\vec{\nabla}[h(\theta) + z] \quad [44]$$

2.2.2. Equation de continuité

On exprime la conservation de la masse pour un VER indéformable avec le bilan de masse suivant :

Variation de masse = Masse entrante – Masse sortante
--

Dans un élément de volume milieu poreux (fig.27) de cotés Δx , Δy , Δz on considère un écoulement de fluide incompressible. La direction du flux est tridimensionnelle : x , y et z . La masse d'eau traversant chaque plan du volume se calcule par le produit de la masse volumique de l'eau ρ_w et du volume Q transitant par unité de temps.

Le bilan de masse, pendant un temps Δt suivant l'axe des x se formule ainsi :

$$(\text{Masse entrante} - \text{Masse sortante})_x \Delta t = (\rho_w Q)_{0x} - (\rho_w Q)_{\Delta x} \quad [45]$$

De même, suivant l'axe y :

$$= (\rho_w Q)_{0y} - (\rho_w Q)_{\Delta y} \quad [46]$$

Et suivant l'axe z :

$$= (\rho_w Q)_{0z} - (\rho_w Q)_{\Delta z} \quad [47]$$

Le volume transitant par unité de temps Q est le produit du flux de Darcy q par la surface normale au plan d'écoulement. On écrit les relations suivantes suivant l'axe des x , y et z :

$$Q_x = q_x \Delta y \Delta z \quad [48]$$

$$Q_y = q_y \Delta x \Delta z \quad [49]$$

$$Q_z = q_z \Delta x \Delta y \quad [50]$$

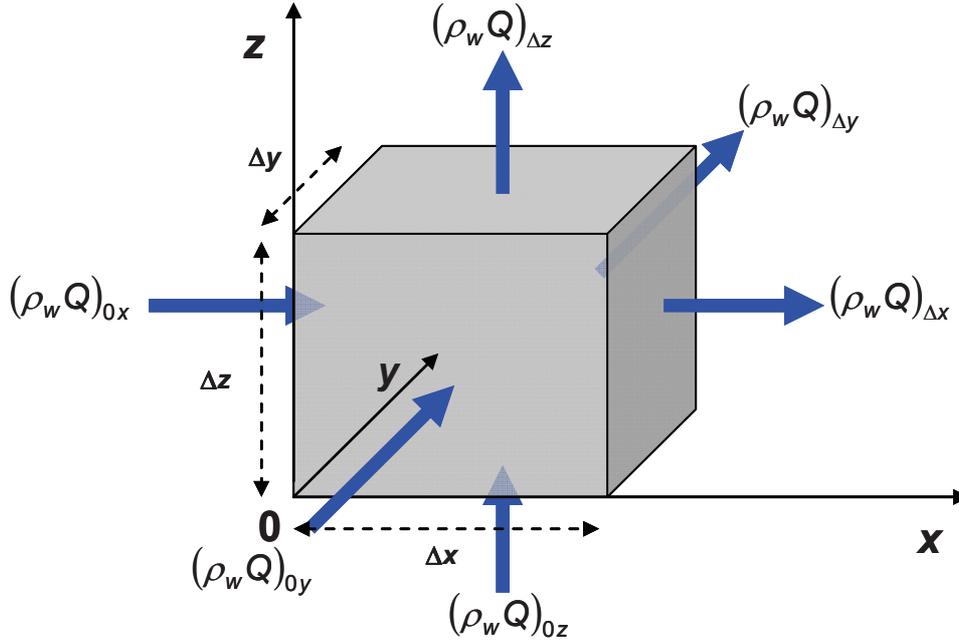


Figure 27 : Élément de volume utilisé pour dériver l'équation de continuité

En se plaçant dans l'axe des x, le bilan de masse peut se formuler :

$$\begin{aligned}
 (\text{Masse entrante} - \text{Masse sortante})_x / \Delta t &= (\rho_w q_x \Delta y \Delta z)_{0x} - (\rho_w q_x \Delta y \Delta z)_{\Delta x} \\
 &= (\rho_w q_x \Delta y \Delta z) - \left[\rho_w q_x + \frac{\partial}{\partial x} \rho_w q_x \Delta x \right] \Delta y \Delta z \\
 &= -\frac{\partial}{\partial x} \rho_w q_x \Delta x \Delta y \Delta z
 \end{aligned} \tag{51}$$

De même, dans les directions y et z, on a :

$$(\text{Masse entrante} - \text{Masse sortante})_y / \Delta t = -\frac{\partial}{\partial y} \rho_w q_y \Delta x \Delta y \Delta z \tag{52}$$

$$(\text{Masse entrante} - \text{Masse sortante})_z / \Delta t = -\frac{\partial}{\partial z} \rho_w q_z \Delta x \Delta y \Delta z \tag{53}$$

Le flux massique net total qui entre ou sort du volume par unité de temps est obtenu en additionnant les équations [51], [52] et [53] :

$$(\text{Masse entrante} - \text{masse sortante}) / \Delta t = -\left[\frac{\partial}{\partial x} (\rho_w q_x) + \frac{\partial}{\partial y} (\rho_w q_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho_w q_z) \right] \Delta x \Delta y \Delta z \tag{54}$$

Le flux d'écoulement massique est égal à la variation de la masse de l'eau à l'intérieur du VER, en fonction du temps, on obtient la formulation générale de l'équation de continuité :

$$-\left[\frac{\partial}{\partial x} (\rho_w q_x) + \frac{\partial}{\partial y} (\rho_w q_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho_w q_z) \right] \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial M_w}{\partial t} \tag{55}$$

En nappe libre, la variation de la masse volumique de l'eau est négligeable comparée au volume drainé. Le bilan de masse pendant l'unité de temps dans le volume est réductible à un bilan volumique dans la zone saturée.

$$\boxed{\text{Variation de volume d'eau} = \text{Volume entrant} - \text{Volume sortant}}$$

Avec l'approximation de Dupuit-Forschheimer déjà énoncée, l'écoulement dans ce volume est horizontal en tout point. Les directions d'écoulement du flux se font suivant les axes x et y .

La variation du volume d'eau dans le temps contenu dans un élément de volume selon l'axe des x :

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} Q_x \Delta x \quad [56]$$

De même, suivant l'axe des y :

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial y} Q_y \Delta y \quad [57]$$

La variation totale du volume d'eau par unité de temps pour les directions x et y est :

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = -\left[\frac{\partial}{\partial x} Q_x \Delta x + \frac{\partial}{\partial y} Q_y \Delta y \right] \quad [58]$$

2.2.3. Equation de diffusivité

L'équation fondamentale des écoulements en nappe (avec des hypothèses restrictives) est l'équation de diffusivité. Cette équation est analogue à l'équation de la chaleur (Fourier, 1822). C'est une combinaison entre l'équation de Darcy [38] et l'équation de continuité [58].

Pour un aquifère isotrope, avec e [L] l'épaisseur saturée de l'aquifère, et des flux dans les directions x et y :

$$Q_x = q_x e \Delta y \quad [59] \quad \text{et} \quad q_x = -K_{sx} \frac{\partial H}{\partial x} \quad [60]$$

$$Q_y = q_y e \Delta x \quad [61] \quad \text{et} \quad q_y = -K_{sy} \frac{\partial H}{\partial y} \quad [62]$$

En combinant l'équation de continuité [58] et la formule de Darcy [60] et [62], on obtient :

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{sx} e \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{sy} e \frac{\partial H}{\partial y} \right) \right] \Delta x \Delta y \quad [63]$$

Avec l'équation [32] définissant S_{ya} , on peut écrire :

$$S_{ya} \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_{sx} e \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{sy} e \frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad [64]$$

Si l'aquifère est homogène : $K_{sx} = K_{sy} = K_{sz} = K_s$ et si une variation de charge H dans la nappe est faible par rapport à l'épaisseur de l'aquifère e , alors on peut écrire la forme linéarisée de Boussinesq (1904) :

$$T \left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right) = S_{ya} \frac{\partial H}{\partial t} \quad [65]$$

En régime d'écoulement permanent, en 3D, $\frac{\partial H}{\partial t} = 0$ par définition et on obtient :

$$K_{sx} \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_{sy} \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + K_{sz} \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad [66]$$

2.2.4. Equation de Richards

L'équation de Richards (1931) qui permet de traiter les transferts en zone variablement saturée est obtenue en combinant la loi de Darcy [43] et l'équation de continuité [55] pour des formulations variablement saturées.

Pour un fluide incompressible, la variation du volume d'eau dans le volume de contrôle de la zone non saturée du sol est due à une variation de la teneur en eau.

$$\text{Soit : } \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(\theta) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(\theta) \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \right) \quad [67]$$

Sous forme vectorielle pour un aquifère homogène, avec la teneur en eau θ comme variable principale et $H(\theta) = h(\theta) + z$, l'équation de Richards s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left(K(\theta) \vec{\nabla} H \right) \quad [68]$$

Avec la pression h comme variable principale, en considérant $c(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h}$ [L⁻¹] la capacité capillaire :

$$c(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left(K(h) \vec{\nabla} H \right) \quad [69]$$

Cette équation aux dérivées partielles est fortement non linéaire, ce qui rend difficile sa résolution par méthode analytique. Les méthodes numériques sont de ce fait largement utilisées pour résoudre l'équation d'écoulement en milieu poreux variablement saturé (Diaw, 1996).

On peut noter que les équations de diffusivité [65] et [66] ne sont que des cas particuliers de l'équation [69].

2.2.5. Courbes caractéristiques en zone non saturée

Dans la zone non saturée la conductivité hydraulique varie avec la pression, liée à la teneur en eau. Il est nécessaire de définir la relation qui lie la teneur en eau et la pression de l'eau d'un sol (courbe de rétention) et la relation qui lie la teneur en eau (ou la pression) avec la conductivité hydraulique (courbe de conductivité).

Différents modèles ont été établis pour reproduire la courbe de rétention, certains sont basés sur la distribution de la taille des particules (Ayrar *et al.*, 1981 ; Assouline *et al.*, 1998) et d'autres modèles sont basés sur le calage d'une courbe empirique. Les modèles les plus utilisés sont le modèle de Brooks et Corey (1964) et celui de van Genuchten (1980) (Assouline *et al.*, 2001).

L'obtention des courbes de rétention $h(\theta)$ peut se faire sur le terrain en conditions naturelles à partir de mesures simultanées de la pression capillaire et de la teneur en eau. Des méthodes indirectes existent, telles que des essais par infiltrométrie, avec la méthode Beerkan (Lassabatère *et al.*, 2006).

On définit la saturation effective S_e [-] qui est normalisée et adimensionnelle :

$$S_e(h) = \frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad [70]$$

avec θ_s [L³.L⁻³] la teneur en eau volumique à saturation et θ_r [L³.L⁻³] la teneur en eau volumique résiduelle.

La conductivité hydraulique relative k_r [-] est utilisée en relation avec la pression ou la teneur en eau :

$$k_r = \frac{K^*}{K_s} \quad [71]$$

où K^* [L.T⁻¹] est la conductivité hydraulique dépendante de la charge de pression ou de la teneur en eau.

2.2.5.1. Relation entre pression et teneur en eau

◆ **Relation de Brooks et Corey (1964) :**

$$S_e(h) = \begin{cases} \left[\frac{h}{h_0} \right]^{-\lambda} & ; h > h_0 \\ 1 & ; h \leq h_0 \end{cases} \quad [72]$$

avec h_0 [L] la pression d'entrée d'air dans le sol, λ [-] un paramètre positif lié à la structure de la porosité (Roth, 1994). Les sols avec les tailles de pores les plus petits ont de plus grandes pressions d'entrée d'air que les sols ayant de grands pores (Corey, 1994)

◆ **Relation de van Genuchten (1980) :**

$$S_e(h) = \left[1 + [\alpha \cdot h]^n \right]^{-m} \quad [73]$$

Avec : $m = 1 - 1/n$ (Mualem, 1976) [74] ou $m = 1 - 2/n$ (Burdine, 1953) [75]

où α est l'inverse de la pression h_g (fig.22), $n > 1$ est une mesure de la distribution de la taille des pores, n et m sont des coefficients de « forme » adimensionnels caractéristiques du sol considéré.

2.2.5.2. Relation entre conductivité, teneur en eau et pression

◆ **Relation de Brooks et Corey :**

En fonction de h :

$$K(h) = \begin{cases} K_s \left[\frac{h}{h_0} \right]^{-2-\lambda(\rho+2)} & ; h > h_0 \\ K_s & ; h \leq h_0 \end{cases} \quad [76]$$

où ρ est associé à la tortuosité du milieu poreux, généralement $\rho = 1/2$ (Mualem, 1976).

◆ **Relation de van Genuchten avec la condition de Mualem :**

En fonction de h :

$$K(h) = K_s \left[1 + (\alpha h)^{\frac{1}{1-m}} \right]^{-pm} \left[1 - (\alpha h)^{\frac{1}{1-m}} \left\{ 1 + (\alpha h)^{\frac{1}{1-m}} \right\}^{-m} \right]^2 \quad [77]$$

En fonction de S_e :

$$K(S_e) = K_s S_e^p \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad [78]$$

où $p = 1/2$ (Mualem, 1976).

2.2.5.3. Quelques courbes caractéristiques

Les courbes de rétention et de conductivité représentées figure 28 sont issues d'un calage du modèle de van Genuchten-Mualem sur des données expérimentales obtenues dans une colonne en laboratoire pour trois types de sol : sables, loess et limons (van Dam *et al.*, 1992).

Si on compare les deux modèles de courbe de rétention (fig.28.1), le modèle de Brooks-Corey présente une courbe qui dispose d'un point anguleux quand elle atteint la teneur en eau à saturation. On retrouve ce point anguleux sur la courbe de conductivité en fonction de la charge de pression (fig.28.3). Le modèle de van Genuchten-Mualem présente des courbes de rétention et de conductivité avec une variation de pente continue.

Dans les courbes de conductivité hydraulique, en fonction de θ (fig.28.2) et de h (fig.28.3), la valeur de K_s est atteinte pour la teneur en eau maximale et la pression h minimale. Les valeurs de θ_s sont différentes selon le type de sol. Dans le sable, la valeur de K_s est plus forte que dans les loess ou les limons.

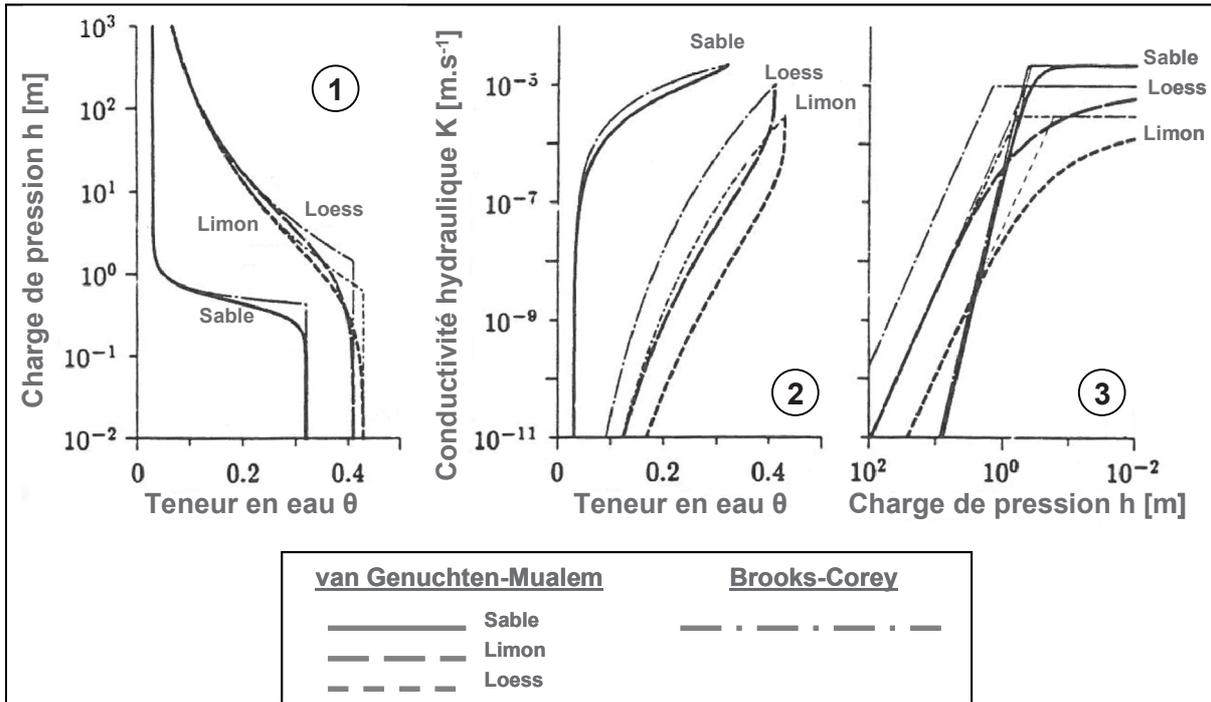


Figure 28 : Forme des fonctionnelles hydrauliques pour différents sols dans le modèle de van Genuchten-Mualem et de Brooks-Corey (Roth, 1994, modifié)

2.2.5.4. Conductivité hydraulique K au voisinage de θ_s

Les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique relative mesurées dans un sol sableux par Touma *et al.* (1986) (fig.29) montrent clairement qu'entre la valeur de teneur en eau à saturation (θ_s) atteinte et la porosité totale (ε_t), une faible variation de la valeur de θ occasionne un changement significatif de la conductivité hydraulique relative (k_r). L'augmentation de la valeur de k_r est de 60 % entre θ_s et ε_t .

Dans les conditions d'infiltration in situ, θ_s est toujours plus faible que ε_t (à cause de l'air piégée dans la porosité par exemple). La valeur de K_s déterminée sur le terrain est estimée à θ_s , elle sous estime la valeur de K_s à ε_t et peut changer notablement si θ_s est influencé par les conditions de l'essai (conditions initiales et conditions aux limites).

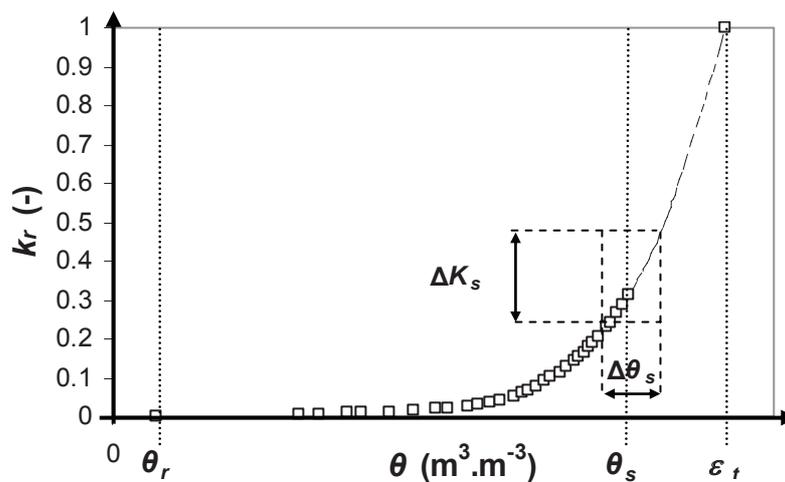


Figure 29 : Conductivité hydraulique relative en fonction de la teneur en eau (adapté des résultats de Touma *et al.* (1986))

2.3. Modélisation et résolutions numériques

2.3.1. Modélisation des écoulements

Les écoulements seront modélisés en résolvant l'équation de Richards, assortie des conditions initiales et des conditions aux limites pertinentes ainsi qu'en identifiant les hétérogénéités du sol et de l'aquifère.

Les systèmes non linéaires sont très sensibles aux conditions initiales et aux conditions aux limites (Beven, 2001). Ces conditions sont dans la plupart du temps mal connues dans les modèles hydrogéologiques (Stephenson and Freeze, 1974).

Dans le cas où l'on veut reproduire des observations (flux d'eau, niveaux dans les bassins, niveaux piézométriques), une phase de calibration des paramètres et des hétérogénéités sera basée sur des allers/retours par essais/erreurs.

Une étude de sensibilité peut être effectuée pour étudier l'influence relative des paramètres du modèle (Dassargues, 1990). Il est possible également de contraindre les plages de variation des paramètres par analyses physiques.

2.3.1.1. Conditions initiales

L'état initial permet de définir le champ des variables dans l'ensemble du modèle. L'état initial d'un sol est difficile à caractériser car il nécessite de considérer des observations dans la zone non saturée et la zone saturée. Bien souvent, l'ensemble des conditions initiales d'un modèle ne sont pas connues, c'est l'une des sources d'incertitude de la modélisation (Liu *et al.*, 2007). La condition initiale représente un état fixe dans le temps, mesuré, observé, et/ou estimé à un instant précis.

Pour résoudre l'équation de Richards, par rapport à la variable h , comme nous l'avons choisi, on doit connaître la distribution spatiale de h à l'instant initial. Dans la nappe, l'état initial sera le niveau de la surface libre de la nappe, mesuré avant une phase de recharge par un bassin d'infiltration ou avant un pompage.

Dans la suite de ce travail, lorsque l'état initial est connu et mesuré, il sera assigné dans le modèle. Pour des modélisations très locales, la condition initiale peut être connue sur l'ensemble de la géométrie considérée. En revanche, si le modèle est de plus grande emprise, l'état initial est souvent mal connu (ou connu à quelques endroits seulement), on utilisera dans ce cas une phase d'initialisation du modèle.

Pour illustrer ce problème, considérons un aquifère simple à modéliser en zone saturée et non saturée couplées en régime transitoire. L'ensemble géométrique du modèle est limité par une condition de potentiel imposé connue. Dans le domaine modélisé, seuls quelques piézomètres sont présents dans lesquels le niveau de la nappe est connu. On est donc dans le cas où les conditions aux limites sont bien définies, mais où l'information manque à l'intérieur du modèle. Avant de modéliser en régime transitoire les écoulements, une modélisation initiale en régime permanent est réalisée.

Cet état initial est comparé aux données disponibles dans l'espace modélisé. C'est en partant de cet état initial que le modèle transitoire débute. Cette méthode engendre des approximations importantes, notamment dans la zone non saturée car le potentiel hydrostatique est alors recalculé en fonction de la position de la surface libre de la nappe (en l'absence de recharge par la pluie ou les bassins d'infiltration). Cependant, en présence de mesures et d'observations partielles (notamment dans la zone non saturée), on considérera cette approche comme acceptable.

2.3.1.2. Conditions aux limites

Les conditions aux limites concernent les règles d'échange des flux entre le domaine modélisé et le milieu extérieur (Ledoux, 2003).

Pour obtenir une unique solution à l'équation de Richards, il est nécessaire de préciser les conditions aux limites du domaine dans lequel les flux vont être simulés. Il est souvent judicieux de placer les conditions aux limites sur la limite physique du domaine modélisé ce qui rend plus simple la détermination des limites géométriques du modèle. Dans les méthodes de résolution des équations de diffusivité, on retrouve principalement trois types de conditions aux limites :

1^{er} type, condition de Dirichlet : limite à charge imposée

$$H = \text{charge imposée}$$

Ce type de limite permet d'imposer une charge hydraulique (H) ou une pression de charge (h) à la limite d'un modèle. On l'utilise généralement pour modéliser un contour piézométrique connu ou une piézométrie moyenne non variable. On retrouve également ce type de limite lorsque la nappe est en contact avec un plan d'eau libre (mer, lac, rivière). Il est toutefois important de vérifier que la charge du plan d'eau est égale à la charge dans la nappe, ce qui n'est généralement pas le cas si le fond de la rivière est colmaté.

2^e type, condition de Neumann : limite à flux imposé

$$\frac{\partial H}{\partial \vec{n}} = \text{flux imposé}$$

où \vec{n} est la normale extérieure à la frontière considérée

Dans le cas d'une limite à flux nul : $\frac{\partial H}{\partial \vec{n}} = 0$

Ce type de limite permet d'imposer une valeur du gradient de charge normal à la limite, ceci revient, selon la loi de Darcy, à imposer une valeur de flux (de Marsily, 1981). On impose ce type de condition lorsque l'on connaît le flux qui entre ou qui sort de la nappe à la limite. Si la limite est imperméable, la limite est à flux nul. La limite à flux nul est utilisée en hydrogéologie pour marquer la limite du substratum de l'aquifère ou encore une limite géologique.

3^e type, condition de Cauchy : limite à charge avec transfert imposé

$$H + \frac{\partial H}{\partial \vec{n}} \text{ imposé} = \text{charge avec transfert imposé}$$

Cette condition est également appelée condition mixte car elle est composée d'une condition de charge avec un paramètre de transfert (coefficient de transfert, d'échange ou de drainance). On peut imposer cette limite pour représenter une rivière, qui va alimenter ou drainer un aquifère via une couche colmatante. Souvent, la charge à imposer est connue (ex : niveau de la rivière), mais le coefficient d'échange est difficile à estimer.

Le débit entrant/sortant Q_t du modèle à l'emplacement d'une condition de transfert est calculé pour une charge et un transfert donnés :

$$Q_t = A\Phi(H_{ref} - H) \quad [79]$$

où Q_t [$L^3 \cdot T^{-1}$] est le débit entrant/sortant du modèle, A [L^2] la surface d'échange, H_{ref} [L] la charge hydraulique de référence (extérieure) et H la charge hydraulique actuelle, Φ [T^{-1}] le coefficient de transfert.

L'expression physique du paramètre de transfert est donnée par le terme Φ :

$$\Phi = \frac{K_s}{d} \quad [80]$$

où K_s [$L \cdot T^{-1}$] est la conductivité hydraulique à saturation de la couche colmatante et d [L] est l'épaisseur de cette même couche.

2.3.2. Résolutions numériques

Les modélisations conceptuelles des transferts d'eau décrites précédemment conduisent à des modèles mathématiques. Les systèmes d'équation que nous devons résoudre concernent une équation différentielle non linéaire (équation de Richards) et/ou des géométries complexes, et/ou des conditions initiales et aux limites également complexes (variables temporellement, couplées à d'autres processus...). Il n'existe pas de solutions analytiques de ces systèmes d'équations. Nous ferons appel à des résolutions numériques.

L'objectif de ce paragraphe n'est pas de détailler la méthode de résolution mais plutôt de voir les capacités de l'outil vis-à-vis de nos objectifs de modélisation. Le lecteur pourra consulter des ouvrages sur la théorie et les pratiques de modélisation déterministes comme ceux de Anderson & Woessner (1992), et Bear & Verruijt (1987).

2.3.2.1. Choix des éléments finis

Les équations aux dérivées partielles entrant en jeu dans les processus d'écoulement, assorties des conditions initiales et des conditions aux limites adéquates, peuvent être résolues numériquement, en remplaçant les variables continues par des variables discrètes définies dans l'espace qui va être modélisé. Il existe principalement deux grands groupes de méthodes numériques utilisées en hydrogéologie permettant de donner une solution approchée de l'équation de diffusivité ou de l'équation de Richards.

- Méthode des différences finies (M.D.F)
- Méthode des éléments finis (M.E.F)

Ces deux méthodes de résolution nécessitent une discrétisation spatiale et dans le cas du régime transitoire, temporelle du domaine. La discrétisation spatiale (fig.30) consiste en une division de la région étudiée en cellules ou éléments qui peuvent être de formes différentes (Dassargues, 1990).

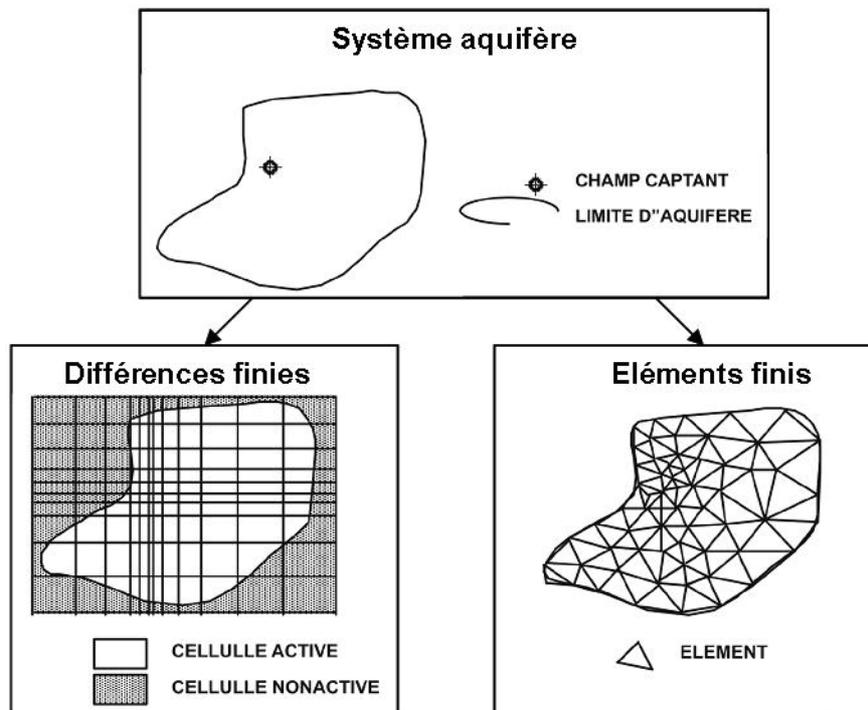


Figure 30 : Maillage d'un système aquifère par différences finies et éléments finis (Konikow, 1996, modifié)

Les modélisations réalisées dans ce travail doivent permettre de prendre en considération la position des puits de captage, des rivières qui traversent le champ captant, ainsi que la géométrie particulière des fonds de rivière et des bassins d'infiltration. La méthode de résolution par éléments finis donne la possibilité d'adapter avec beaucoup plus de souplesse la taille des éléments du maillage au domaine de calcul, ce qui permet de représenter finement les objets de modélisation. C'est la raison principale pour laquelle la méthode de résolution par éléments finis a été choisie dans ce travail.

2.3.2.2. Deux codes de calcul en éléments finis

La résolution de l'équation de Richards permet de simuler les écoulements en zone saturée et non saturée couplées.

Deux codes de calculs ont été choisis, permettant de résoudre par la méthode des éléments finis l'équation aux dérivées partielles : FEFLOW[®] (Diersch, 2002) et COMSOL Multiphysics[®]. Ces codes de calcul présentent plusieurs points communs :

- Interface graphique : elle constitue une part importante de la facilité à prendre en main un code de calcul. Loin des anciens codes, les différentes boîtes à outils sont plus faciles à prendre en main pour un utilisateur. On retrouve généralement des options de construction du modèle, de paramétrage du modèle et une représentation graphique associée.
- Géométrie : possibilité de réaliser des structures complexes en 3D, 2D et 2D axisymétrique. Le maillage sur la géométrie est souple et automatique et peut être contraint pour être compatible avec la méthode de résolution par éléments finis.
- Choix dans la physique traitée : écoulements seuls ou couplés avec le transfert de soluté et/ou de chaleur.
- Choix du type d'étude : possibilité de simuler des états permanents ou transitoires.
- Paramétrage du modèle : possibilité de fixer les paramètres physiques pris en compte dans l'équation de résolution. Les paramètres peuvent également avoir une évolution temporelle.
- Méthodes de résolution adaptée aux équations non linéaires (chaleur et masse).
- Différents algorithmes pour le traitement de matrices non symétriques.
- Post-traitement avec représentation graphique des résultats, lignes de courant, équipotentiels des charges, évolution du front thermique....

2.3.2.3. Pertinence du choix des codes de calcul

Nous avons vu dans le paragraphe précédent les points communs des deux codes de calcul que sont FEFLOW[®] et COMSOL Multiphysics[®]. On peut désormais se poser la question de l'utilité de l'utilisation de deux logiciels qui résolvent les équations d'écoulement par la méthode des éléments finis. Le choix est en rapport avec les échelles de modélisation.

COMSOL Multiphysics[®] : C'est un logiciel bien adapté aux simulations multi-physiques des écoulements. Le couplage entre différents transferts est possible, y compris intégrés sur les limites. Ce logiciel permet la résolution simultanée de plusieurs équations différentielles. L'introduction de relations liant paramètres et variables est très souple.

Dans les travaux présentés, ce code de calcul sera utilisé pour la résolution de problèmes spécifiques à l'échelle locale. Des modèles de compréhension seront réalisés pour interpréter et comprendre les données expérimentales. Il dispose aussi d'une grande puissance de post-traitement (graphiques, courbes, intégration...).

FEFLOW[®] : C'est un logiciel bien adapté à la simulation « en grand » des problèmes hydrogéologiques. Il permet de réaliser des modèles ayant une structure en 3D complexe pouvant être gérée en multicouche. Il permet la distribution spatiale et temporelle des paramètres et des conditions aux limites. Une fonction de puits est automatiquement imbriquée dans un type de condition aux limites (4^e type). FEFLOW[®] permet un couplage simple entre l'écoulement, le transfert de soluté et d'énergie.

Dans les travaux présentés, ce code de calcul sera principalement utilisé pour simuler des écoulements dans des géométries complexes à grande échelle qui prennent en considération des hétérogénéités, des puits, des rivières et des bassins d'infiltration. Ce type de logiciel donne accès à une vision globale des écoulements, il va nous permettre de tracer les lignes de courant des différentes origines possibles de l'eau.

Les résultats des modèles locaux issus de COMSOL Multiphysics[®] seront intégrés dans des modèles plus globaux dans FEFLOW[®].

2.4. Conclusions et discussion

Nous avons défini les variables d'intérêt pour notre modélisation, puis établi les équations fondées sur des considérations physiques (bilan de masse et équation de transfert). Dans ces équations interviennent des paramètres que l'on devra chiffrer lors des modélisations.

L'approche « classique » hydrogéologique du milieu saturé utilise une équation simplifiée (approximation de Dupuit-Forchheimer) de l'écoulement faisant intervenir deux paramètres : la transmissivité et le coefficient de stockage. Nous utiliserons cette approche pour identifier la conductivité hydraulique à saturation de l'aquifère à partir des essais de pompage.

L'approche plus complète et plus générale décrivant les transferts d'eau dans les milieux poreux variablement saturés permet de traiter la totalité des écoulements dans le sol et l'aquifère avec une seule équation : l'équation de Richards. Ce couplage entre la ZNS et la nappe nécessite la détermination de relations plus complexes entre les paramètres et les variables (courbe de rétention $S_e(h)$ et courbe de conductivité $K(h)$).

En contrepartie de la détermination de ces courbes caractéristiques, le fait d'analyser les variations locales de teneur en eau permet de mieux appréhender la signification du coefficient de stockage (en nappe libre) ainsi que l'importance de la teneur en eau (si elle est différente de la porosité) vis-à-vis de la conductivité hydraulique « à saturation ». La simulation du rabattement de la nappe par pompage, en utilisant l'équation de Richards est plus adaptée au traitement des temps courts (hypothèses plus réalistes), et permet d'éclaircir la signification du coefficient de stockage.

L'examen des différentes conditions aux limites physiques possibles conduit à retenir 3 formulations mathématiques adaptées à chaque cas : Dirichlet, Neumann et Cauchy. Les conditions initiales consistant à imposer un champ spatial de la variable mesurée au temps $t = 0$, peuvent faire l'objet de calculs préliminaires lorsque les mesures sont insuffisantes à l'intérieur du domaine. Pour résoudre le système d'équations (transfert, conditions aux limites, conditions imposées) dans un système aussi complexe qu'un champ captant, les solutions analytiques sont inadaptées et on doit faire appel à une résolution numérique. Pour ce faire, nous avons choisi deux logiciels du commerce (COMSOL Multiphysics[®] et FEFLOW[®]) qui sont adaptés à notre cahier des charges.

Chapitre 3

Caractérisations hydrodynamiques

3.1. Zone non saturée	77
3.1.1. Caractérisations de la couche artificielle de sable	77
3.1.1.1. Méthode Beerkan et interprétation par BEST	77
3.1.1.2. Protocole sur le terrain	78
3.1.1.3. Résultats des mesures de terrain	79
3.1.1.4. Interprétation avec la méthode BEST	81
3.1.1.5. Discussion	82
3.1.2. Caractéristiques des couches sous le sable calibré	82
3.1.2.1. Observation des fonds de bassin.....	82
3.1.2.2. Essai d'infiltration monocouche : matériels et méthodes.....	87
3.1.2.3. Résultats	87
3.1.2.4. Interprétations par méthodes numériques	88
3.1.2.5. Discussion	91
3.1.3. Evaluation des paramètres hydrodynamiques en milieu bicouche	91
3.1.3.1. Matériels et méthodes.....	91
3.1.3.2. Résultats	91
3.1.3.3. Interprétation par méthodes numériques	93
3.1.4. Comparaison des résultats de la partie non saturée.....	95
3.2. Caractéristiques de l'aquifère (zone saturée)	96
3.2.1. Objectif et méthode d'interprétation	96
3.2.2. Caractérisation de l'aquifère par essais de pompage	98
3.2.2.1. Bilan de l'existant et répartition des essais	98
3.2.2.2. Essais de pompage sur les ouvrages d'exploitation	99
3.2.2.3. Essais de pompage sur le forage dédié à l'expérimentation	99
3.3. Conclusions et discussion	105

Chapitre 3

Caractérisations hydrodynamiques

3.1. Zone non saturée

La zone non saturée concerne la couche artificielle de sable en place et la couche située sous le sable. Différentes expérimentations sont proposées afin d'acquérir les données nécessaires à la caractérisation des écoulements dans le fond du bassin. Sur un même bassin d'infiltration (bassin 3.1), des essais d'infiltration ont été réalisés à deux échelles différentes (fig.31) :

- des essais d'infiltration à charge constante nulle (simple anneau d'échelle décimétrique).
- des essais d'infiltration à charge constante positive (simple anneau d'échelle métrique).

Les essais d'infiltration à charge constante nulle sont localisés à proximité des essais à charge constante positive notés G1, G2 et G3. La localisation exacte des essais à charge constante nulle n'est pas indiquée.

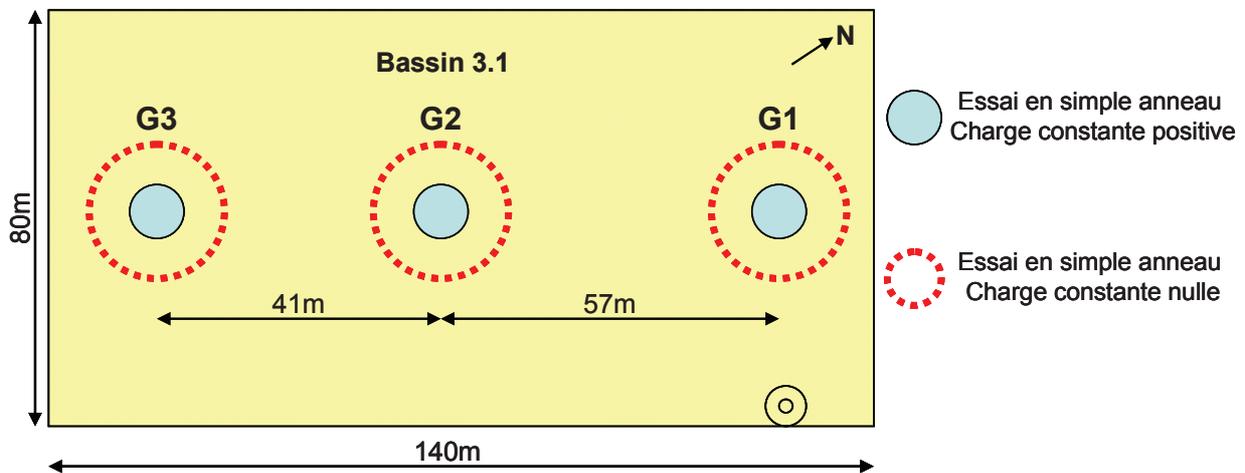


Figure 31 : Localisation des essais d'infiltration à charge constante positive et à charge constante nulle dans le bassin d'infiltration 3.1

3.1.1. Caractérisations de la couche artificielle de sable

3.1.1.1. Méthode Beerkan et interprétation par BEST

Pour déterminer les propriétés hydrodynamiques de la couche de sable, nous avons procédé à des essais d'infiltration appelés « Beerkan », méthode introduite par Haverkamp *et al.* (1996). Il est possible d'estimer les courbes caractéristiques de rétention et de conductivité hydraulique à partir de leurs paramètres de forme et d'échelle, déduits de la courbe d'infiltration cumulée et de quelques mesures complémentaires. L'interprétation des essais est réalisée avec la méthode BEST (Beerkan Estimation of Soil Transfer parameters, Lassabatère *et al.*, 2006) qui estime les paramètres de forme à partir d'une analyse granulométrique et les paramètres d'échelle à partir d'un essai d'infiltration dans un simple anneau à charge nulle (l'essai Beerkan).

La méthode BEST utilise la relation de van Genuchten (van Genuchten, 1980) avec une condition de Burdine pour la courbe de rétention (Burdine, 1953) et la relation de Brooks et Corey pour la courbe de conductivité hydraulique (Brooks et Corey, 1964). Pour rappel, les formulations correspondantes sont les suivantes :

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{h}{h_g} \right)^n \right]^{-m} \quad \text{avec :} \quad m = 1 - 2/n \quad [81]$$

$$\frac{K(\theta)}{K_s} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\eta = S_e^\eta \quad [82]$$

Avec n , m , et η des paramètres de forme, qui sont principalement liés à la texture et h_g , θ_s , θ_r et K_s des paramètres d'échelle qui sont principalement liés à la structure poreuse. Les paramètres de forme sont liés à la texture du sol car ils sont stables dans le temps et l'espace. Les paramètres d'échelle peuvent être plus variables dans le temps car ils dépendent de la structure poreuse (Zammit, 1999).

La teneur en eau résiduelle θ_r étant faible dans un milieu granulaire sableux, elle sera considérée comme égale à 0 (Lassabatère *et al.*, 2006). La teneur en eau à saturation θ_s est considérée comme égale à la porosité totale ε_t . Il reste cinq paramètres à optimiser qui dépendent de la texture et de la structure du sol : n , m , η , h_g , K_s .

BEST est un code numérique qui permet d'interpréter les essais Beerkan (Lassabatère *et al.*, 2006), l'intégralité de la méthode est détaillée à l'annexe 4. Dans ce travail, le code utilisé a été développé avec le logiciel libre Scilab.

3.1.1.2. Protocole sur le terrain

◆ Essais d'infiltration $I(t)$ et $q(t)$:

Le principe d'un essai Beerkan est d'infiltrer des volumes connus d'eau à charge nulle (lame d'eau d'épaisseur proche de zéro) dans un simple anneau. A l'aide d'ajout de volumes successifs, à des temps mesurés, on obtient la courbe d'infiltration cumulée et le flux infiltré dans le temps.

Un anneau de 13 cm de diamètre (fig.32) est enfoncé au minimum dans le sol (il l'est suffisamment pour empêcher les fuites par les bords). Le sol dans l'anneau est non remanié. Les volumes successifs infiltrés sont ajustés avant l'expérimentation en fonction du comportement du sol. Dans les expérimentations réalisées, le volume considéré comme optimal est de 50 cm³ par ajout. Ce volume permet de couvrir la totalité de la surface de fond de l'anneau, et également de ne pas créer de lame d'eau trop importante pour respecter la condition d'utilisation de la méthode d'infiltration à charge nulle. Le remplissage de l'anneau est effectué de la manière la plus uniforme possible, la recharge est considérée comme instantanée. Le temps initial correspond au démarrage du premier volume d'eau infiltré. Lorsque ce volume d'eau a totalement disparu dans l'anneau, on enchaîne directement avec un autre volume et on note le temps correspondant et ainsi de suite.

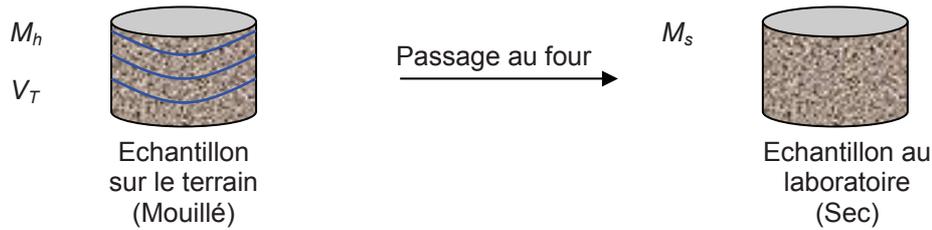
On obtient ainsi des volumes infiltrés en fonction d'un temps ce qui permet de tracer une courbe d'infiltration cumulée $I(t)$ et sa courbe dérivée, soit le flux $q(t)$.



Figure 32 : Matériel expérimental pour la réalisation d'un essai Beerkan

◆ Autres données de terrain :

En parallèle des mesures d'infiltration, des prélèvements doivent être effectués sur le sable en place :



Un échantillon de sol est prélevé dans un cylindre de volume connu (V_T), sa masse humide M_h est mesurée par pesée. Après passage au four à 105 °C , on pèse à nouveau l'échantillon, la masse de sol sec (M_s) est alors obtenue. Avec $M_h - M_s = M_w$ on obtient la masse d'eau (M_w) contenue dans l'échantillon. La masse volumique apparente sèche du sol calculée avec l'équation [20] permet de calculer la porosité totale (ε_t) avec la formule suivante :

$$\varepsilon_t = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad [83]$$

où ρ_s est la masse volumique sèche de solide, égale à 2.65 g.cm^{-3} en considérant que le sol est sableux et principalement composé de quartz.

La teneur en eau initiale du sol est mesurée au moyen d'une sonde TDR avant la réalisation des essais d'infiltration. La mesure de la teneur en eau à saturation du sol est effectuée à la fin de l'essai, lorsque l'on considère que le sol est totalement saturé dans l'anneau. Sur le terrain, la mesure de la teneur en eau à saturation est délicate car elle n'est pas uniforme verticalement, et le sol peut être hétérogène horizontalement.

3.1.1.3. Résultats des mesures de terrain

◆ Courbe granulométrique

La courbe granulométrique du sable est issue d'une courbe moyenne réalisée à partir d'échantillons prélevés sur le fond de quatre bassins d'infiltration différents (bassins 3.1, 3.2, 5.1 et 5.2). La courbe granulométrique est réalisée avec un granulomètre laser. Cette courbe a été approximée pour pouvoir être utilisée dans la méthode BEST (fig.33) (Angulo-Jaramillo *et al.*, 2011).

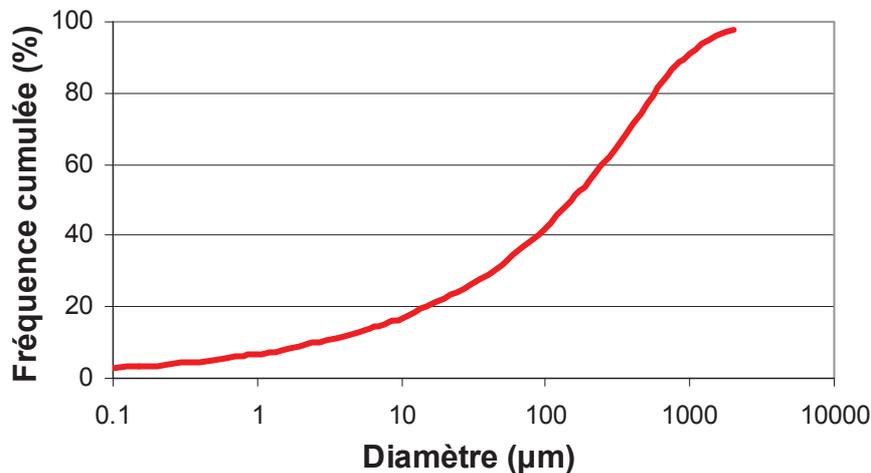


Figure 33 : Fréquence cumulée des tailles des particules de la couche de sable

◆ Masse volumique sèche et porosité

Trois échantillons sont prélevés dans la couche de sable à l'aide d'un anneau de 7.4 cm de diamètre sur 5 cm de haut. Le volume correspondant à ce cylindre est de 215.04 cm^3 , correspondant au volume total V_T de chaque échantillon. Les échantillons sont passés au four à 105 °C , et la masse sèche de chaque échantillon est mesurée. La masse volumique sèche ρ_d et la porosité totale ε_t sont calculées (relations [20] et [83]), les résultats sont présentés dans le tableau 2 ci-dessous :

Echantillon	M_s [g]	M_h [g]	M_w [g]	ρ_d [g.cm ⁻³]	V_T [cm ³]	ε_t [cm ³ .cm ⁻³]
1	325.1	346.6	21.5	1.51	215.04	0.43
2	324.2	345.9	21.7	1.51	215.04	0.43
3	326.4	350.0	23.6	1.52	215.04	0.43

Tableau 2 : Résultats des analyses des échantillons prélevés dans le sable du bassin 3.1

Pour la suite de ce travail, on retiendra que la masse volumique apparente sèche est quasiment équivalente pour les trois essais, avec une valeur de $\rho_d = 1.51$ g.cm⁻³ et que la porosité totale du sable est de $\varepsilon_t = 0.43$ cm³.cm⁻³.

◆ Teneurs en eau

Les essais d'infiltration présentés ont été réalisés durant la même journée, les conditions hydriques initiales sont globalement comparables avec une teneur en eau initiale comprise entre 8.33 % (BG3-6(3)) et 14.33 % (BG1-1(3)) (tab.3). La mesure de la teneur en eau avec une sonde TDR à la fin de l'essai (teneur en eau supposée à saturation) est également assez comparable pour tous les essais, comprise entre 31.23 % (BG3-4(3)) et 36.43 % (BG3-5(3)) (tab.3).

Numéro de l'essai	Teneur en eau initiale θ_0 [cm ³ .cm ⁻³]	Teneur en eau finale θ_f [cm ³ .cm ⁻³]
BG1-1(3)	14.33	-
BG1-2(3)	13.98	31.60
BG1-3(3)	13.68	34.17
BG2-2(3)	8.58	35.50
BG2-3(3)	10.85	31.70
BG3-4(3)	8.75	31.23
BG3-5(3)	10.90	36.43
BG3-6(3)	8.33	34.03

Tableau 3 : Teneurs en eau relevées sur le terrain avec une sonde TDR

◆ Les essais d'infiltration

Les essais d'infiltration sont réalisés sur le sable en place. Les courbes d'infiltration cumulées dans le temps montrent des disparités sur la surface du bassin d'infiltration (fig.34). Pour infiltrer 80 mm d'eau dans l'anneau, il faut au maximum 1212 s dans le cas de l'essai BG1-1(3) et au minimum 167 s dans le cas de l'essai BG3-6(3).

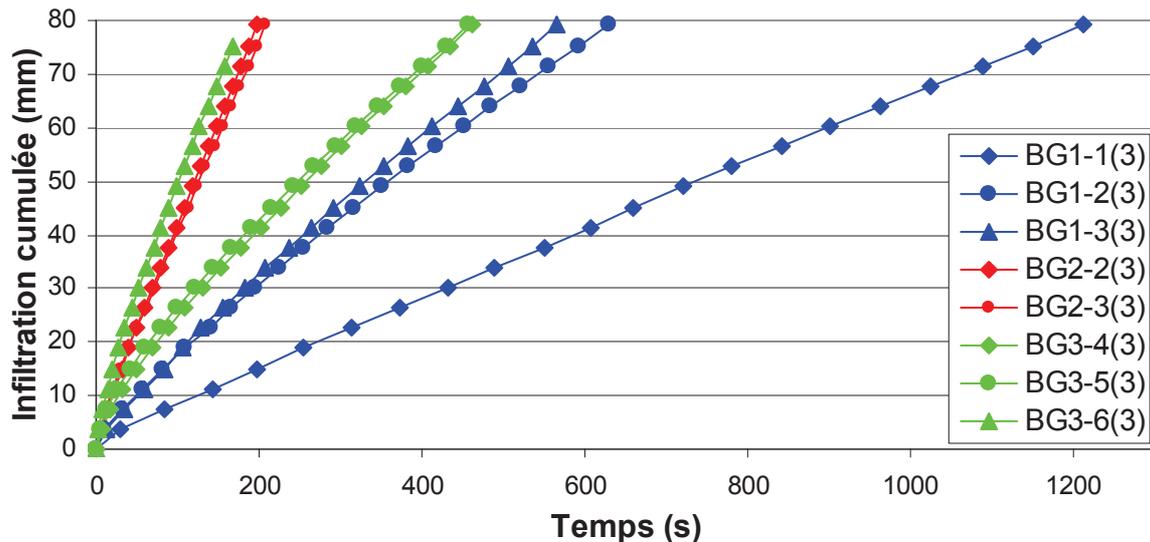


Figure 34 : Courbes d'infiltration cumulées des essais Beerkan dans le bassin 3.1

L'évolution du flux dans les essais d'infiltration est tracée en fonction du temps pour chaque essai (fig.35). Pour tous les essais, l'état transitoire est inférieur à 200 s et on connaît la nécessité de conduire le début de l'essai le plus correctement possible. Au bout d'un certain temps, l'évolution du

flux ne varie presque plus et un état pseudo-permanent est atteint. Un flux de 0.4 mm/s est mesuré pour les essais BG2-2(3), BG2-3(3), BG3-6(3). Les flux moyens sont situés autour de 0.12 mm/s pour les essais BG1-2(3), BG1-3(3), BG3-4(3) et BG3-5(3). Le flux minimum de 0.06 mm/s concerne l'essai BG1-1(3).

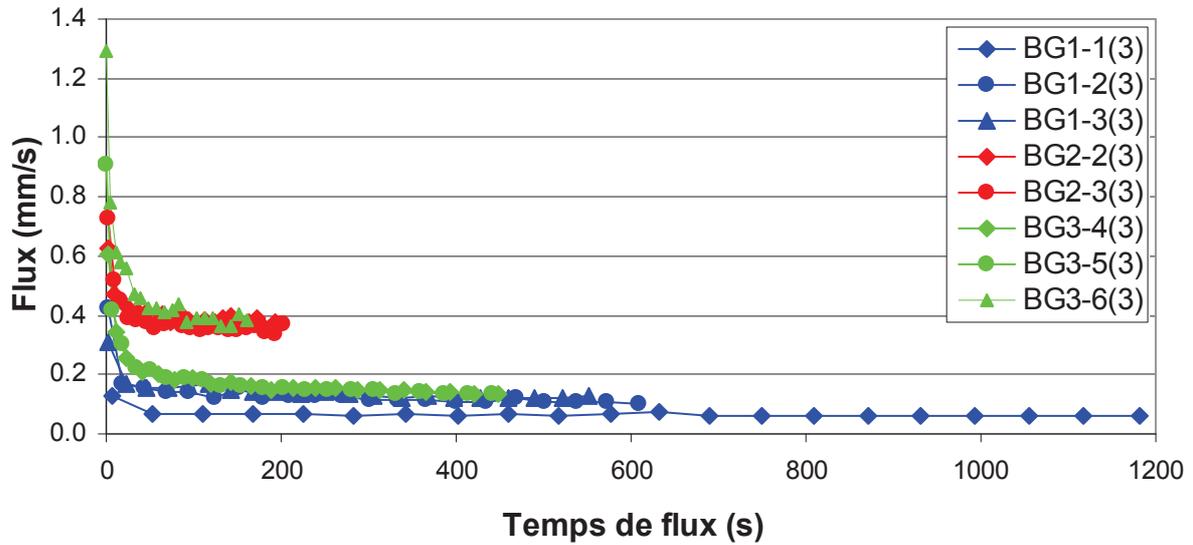


Figure 35 : Evolution du flux des essais Beerkan dans le bassin 3.1

3.1.1.4. Interprétation avec la méthode BEST

Le détail des interprétations réalisées avec la méthode BEST n'est pas présenté dans ce travail, un exemple du traitement avec l'algorithme est disponible en annexe 5. Les résultats présentés dans le tableau 4 respectent tous la validité d'application de BEST à savoir pour l'état transitoire $t_k < t_{max}(k)$; autrement dit un temps expérimental inférieur au temps maximum pour lequel le régime transitoire est respecté (annexe 4).

La teneur en eau résiduelle θ_r est toujours nulle, et la teneur en eau initiale θ_0 est celle mesurée avant l'essai (tab.3). La teneur en eau à saturation θ_s est prise égale à la porosité totale ($\theta_s = \varepsilon_t$ à saturation). Notons ici que la teneur en eau prise à la fin de l'essai noté θ_f est toujours inférieure à la valeur de la porosité totale. Cette approximation ($\theta_s = \varepsilon_t$) est acceptable dans le sens où la mesure de θ_f est effectuée avec la sonde TDR qui est composée de deux broches de 5 cm de longueur. Il est fort probable qu'en profondeur, à 5 cm, le sol ne soit pas totalement saturé à la fin de l'essai Beerkan.

Número de l'essai	θ_r [cm ³ .cm ⁻³]	θ_s [cm ³ .cm ⁻³]	n [-]	η [-]	m [-]	S [mm/s ^{0.5}]	h_g [mm]	K_s [m/s]
BG1-1(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	0.50	-6.99	$5.39 \cdot 10^{-5}$
BG1-2(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	1.08	-27.71	$6.27 \cdot 10^{-5}$
BG1-3(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	0.87	-11.74	$9.54 \cdot 10^{-5}$
BG2-2(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	1.19	-5.28	$3.35 \cdot 10^{-4}$
BG2-3(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	1.45	-10.15	$2.80 \cdot 10^{-4}$
BG3-4(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	1.47	-43.73	$6.27 \cdot 10^{-5}$
BG3-5(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	1.46	-40.97	$7.00 \cdot 10^{-5}$
BG3-6(3)	0.00	0.43	2.21	12.69	0.09	2.25	-29.88	$2.11 \cdot 10^{-4}$

Tableau 4 : Résultats des essais Beerkan interprétés avec la méthode BEST

Les paramètres de forme n , m , η , sont identiques car c'est la même courbe granulométrique qui a été utilisée pour tous les échantillons. Les paramètres d'échelle estimés sont assez proches, on constate pour :

- S (la sorptivité) : les valeurs sont comprises entre 0.5 mm/s^{0.5} (BG1-1(3)) et 2.25 mm/s^{0.5} (BG3-6(3)).
- h_g : les valeurs sont comprises entre -6.99 mm (BG1-1(3)) et -43.73 mm (BG3-4(3)).
- K_s : les valeurs sont comprises entre $5.39 \cdot 10^{-5}$ m/s (BG1-1(3)) et $3.35 \cdot 10^{-4}$ m/s (BG2-2(3)).

3.1.1.5. Discussion

Un total de 34 essais d'infiltration ont été réalisés sur la couche de sable calibré dans le fond du bassin 3.1, et avec tous ces essais, seulement 8 ont pu être interprétés avec le code BEST. Tous les essais non exploités ne respectaient pas la validité du temps transitoire pour l'interprétation. En effet, la campagne de mesure s'est déroulée sur trois jours consécutifs durant lesquels, l'état initial de la couche de sable était différent :

- Pour le jour no 1, la teneur en eau initiale du sable : $\theta_0 \leq 0.05 \text{ cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$.
- Pour le jour no 2, la teneur en eau initiale du sable : $0.05 \leq \theta_0 \leq 0.10 \text{ cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$.
- Pour le jour no 3, la teneur en eau initiale du sable : $\theta_0 \approx 0.10 \text{ cm}^3 \cdot \text{cm}^{-3}$.

L'augmentation de la teneur en eau initiale est due à des précipitations qui ont eu lieu entre les jours 1 et 2, ainsi que d'autres qui ont eu lieu entre le jour 2 et 3. Au jour 1, la couche de sable était très sèche car aucune précipitation n'a été enregistrée dans les jours précédents. Les données qui ne sont pas interprétables avec la méthode BEST ont été acquises durant les jours 1 et 2. Seules les données du troisième jour ont pu être interprétées, les résultats figurent dans le tableau 4.

L'analyse des données d'infiltration avec la méthode BEST a clairement démontré l'impact fort de l'hydrophobicité du sol sur le flux (Lassabatère *et al.*, 2012). Pour des conditions initiales sèches, le flux augmente dans le temps, alors qu'il décroît pour une surface plus humide (fig.35). La présence forte de carbone organique total due à une couverture de biofilm à la surface contribue probablement à l'hydrophobicité observable dans des conditions sèches (Lassabatère *et al.*, 2012).

3.1.2. Caractéristiques des couches sous le sable calibré

3.1.2.1. Observation des fonds de bassin

A l'emplacement des essais d'infiltration réalisés dans les anneaux G1, G2 et G3 (bassin 3.1), des fosses d'observation ont été creusées à la pelle mécanique (fig.36.1) afin de caractériser les successions lithologiques des dépôts en place sous la couche artificielle de sable. Des prélèvements sont ensuite effectués dans les fosses afin de déterminer la granulométrie des formations (fig.36.2). Les échantillons sont prélevés en quantité suffisante afin de réaliser une granulométrie représentative.

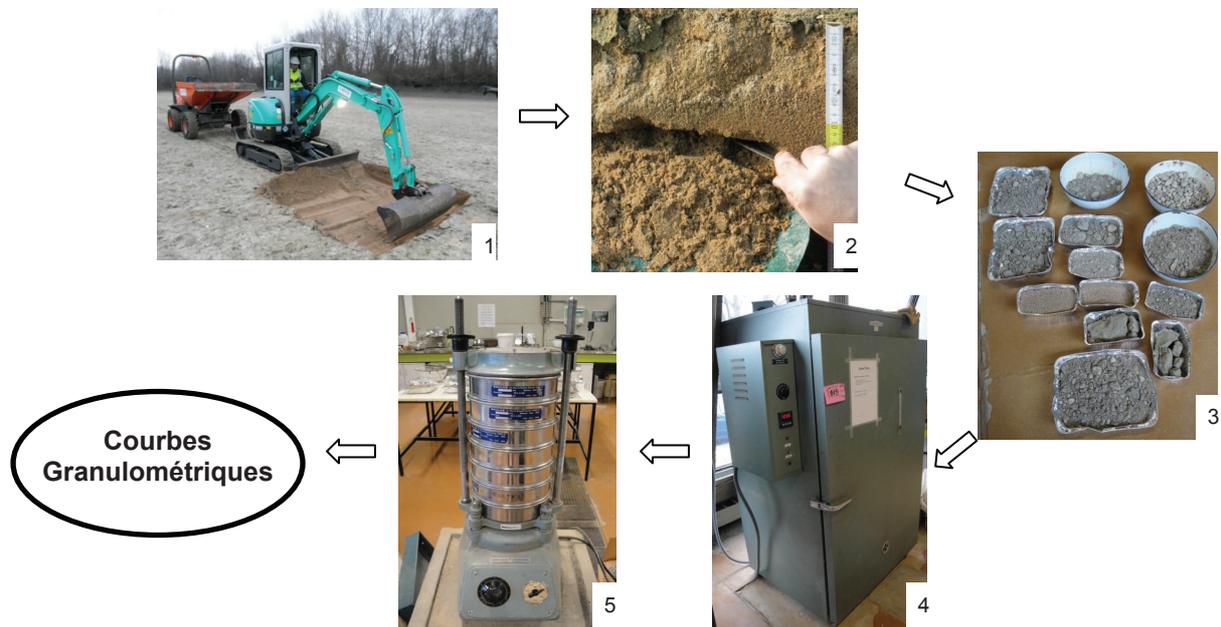


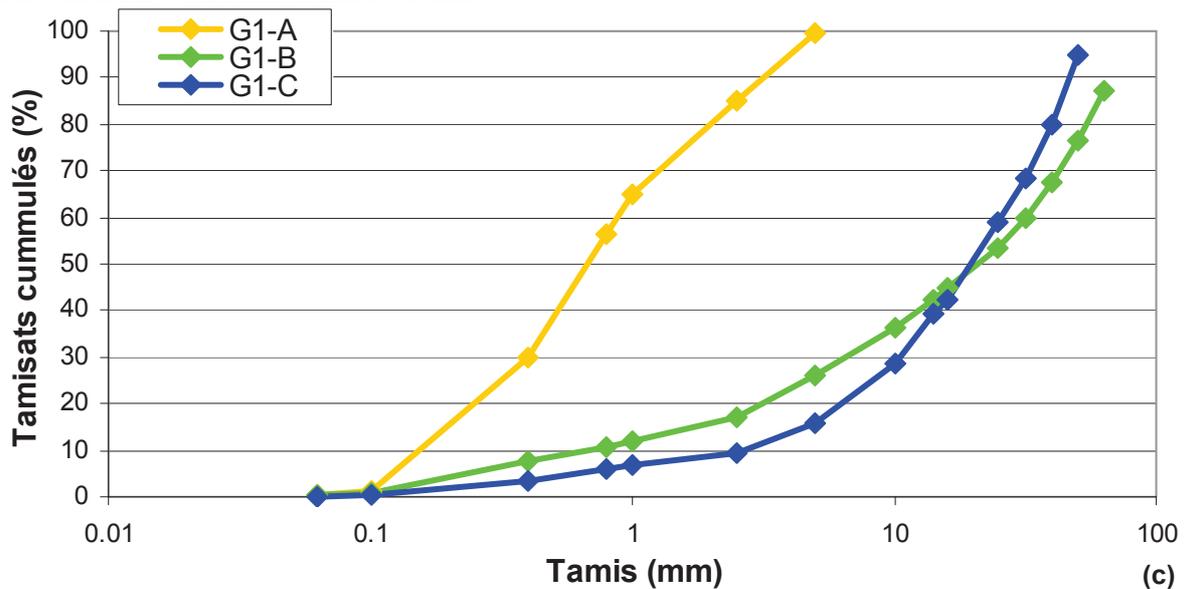
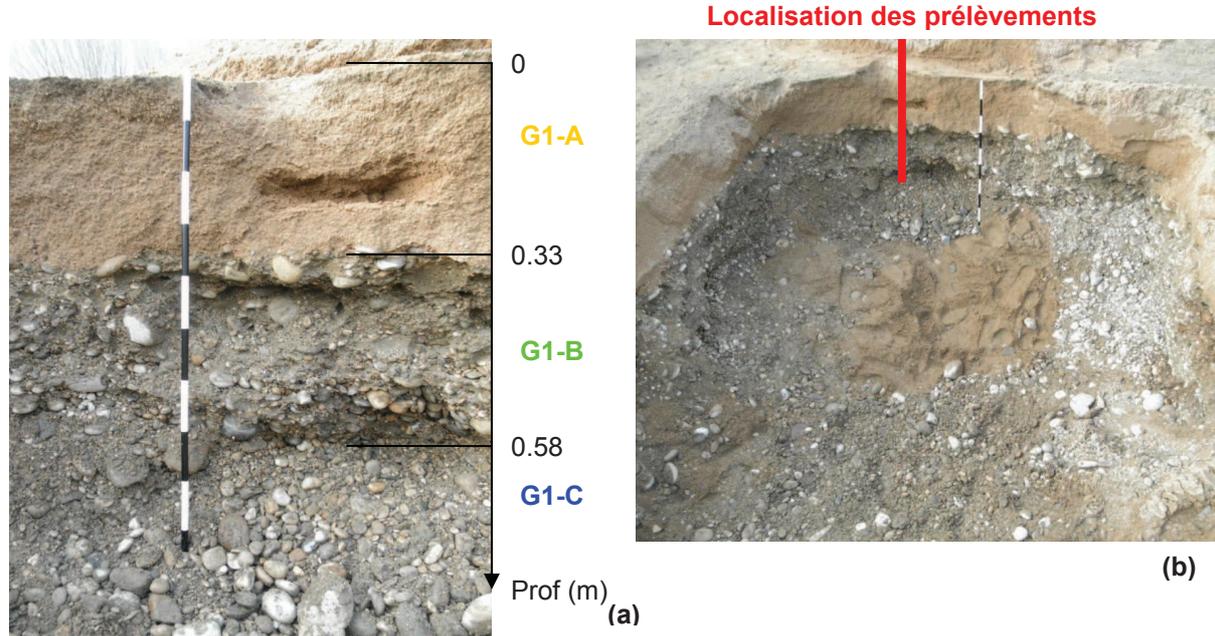
Figure 36 : Etapes de caractérisation des couches de fond du bassin par granulométrie

Les échantillons sont classés par horizons de prélèvement (fig.36.3), pesés puis mis au four à 105 °C (fig.36.4) pour être séchés. Les échantillons sont ensuite passés dans plusieurs tamis d'ouvertures différentes et triés (fig.36.5). Enfin tous les refus sont pesés pour chaque taille de tamis afin d'obtenir la courbe de refus des tamisats cumulés. Les fractions inférieures à 63 μm n'ont pas pu être analysées par granulométrie classique au tamis.

Des méthodes par sédimentométrie sont possibles pour classer les sols fins comme les limites d'Atterberg. Ces méthodes n'ont pas été appliquées ici, la fraction grossière étant toujours présente

en grande quantité, le pourcentage massique correspondant à la fraction fine est faible. Certains échantillons ont été tamisés à l'eau afin de désolidariser la matrice fine agrégée autour des cailloux.

◆ Fosse d'observation G1 :



Nom de l'échantillon	Lithofaciès	Tranche de prélèvement Profondeur (m)
G1-A	Sable calibré	0 – 0.33
G1-B	Limons + Cailloux	0.33 – 0.58
G1-C	Cailloux + Gravieres	0.58 – fin de fosse

Figure 37 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G1

◆ Fosse d'observation G2 :

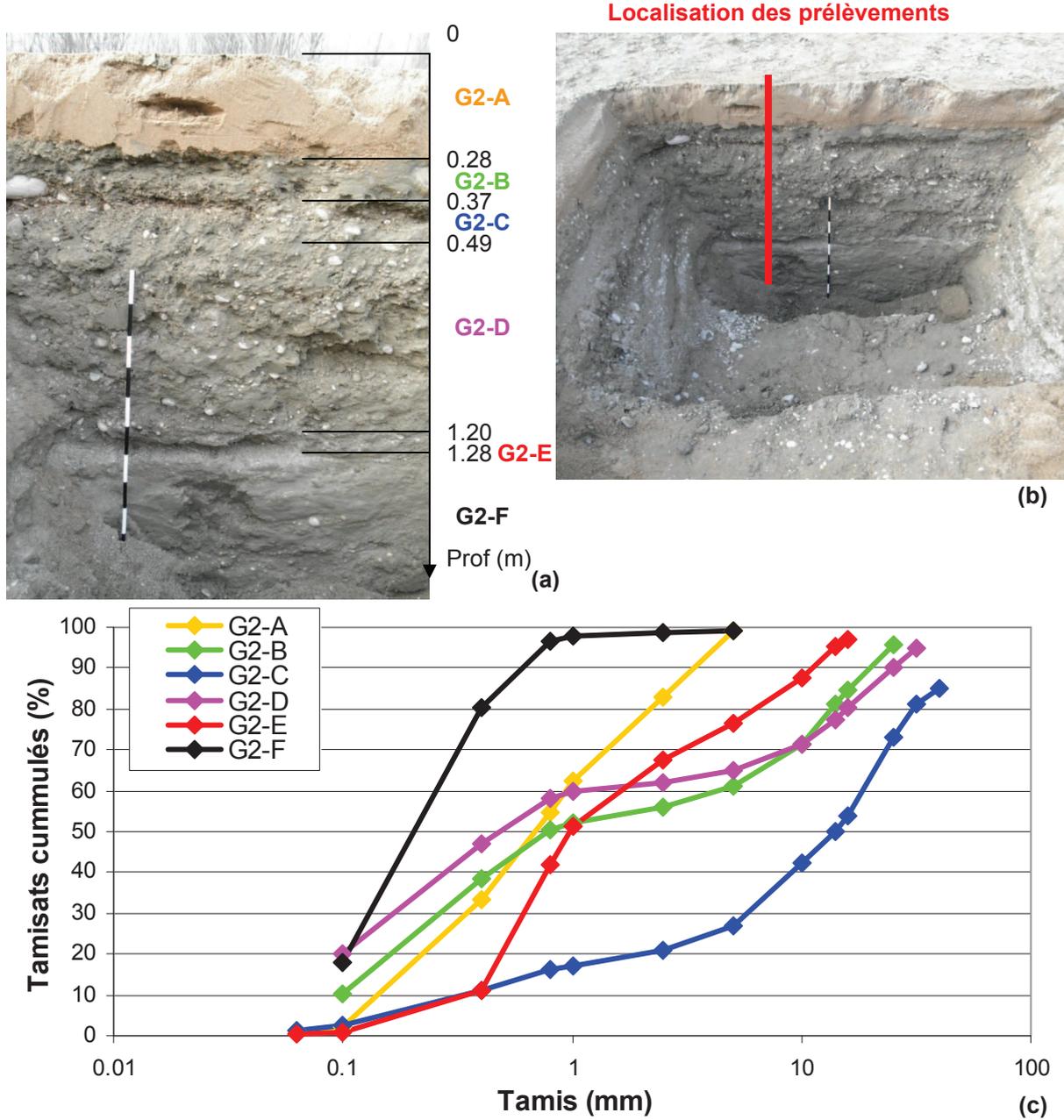


Figure 38 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G2

◆ Fosse d'observation G3 :

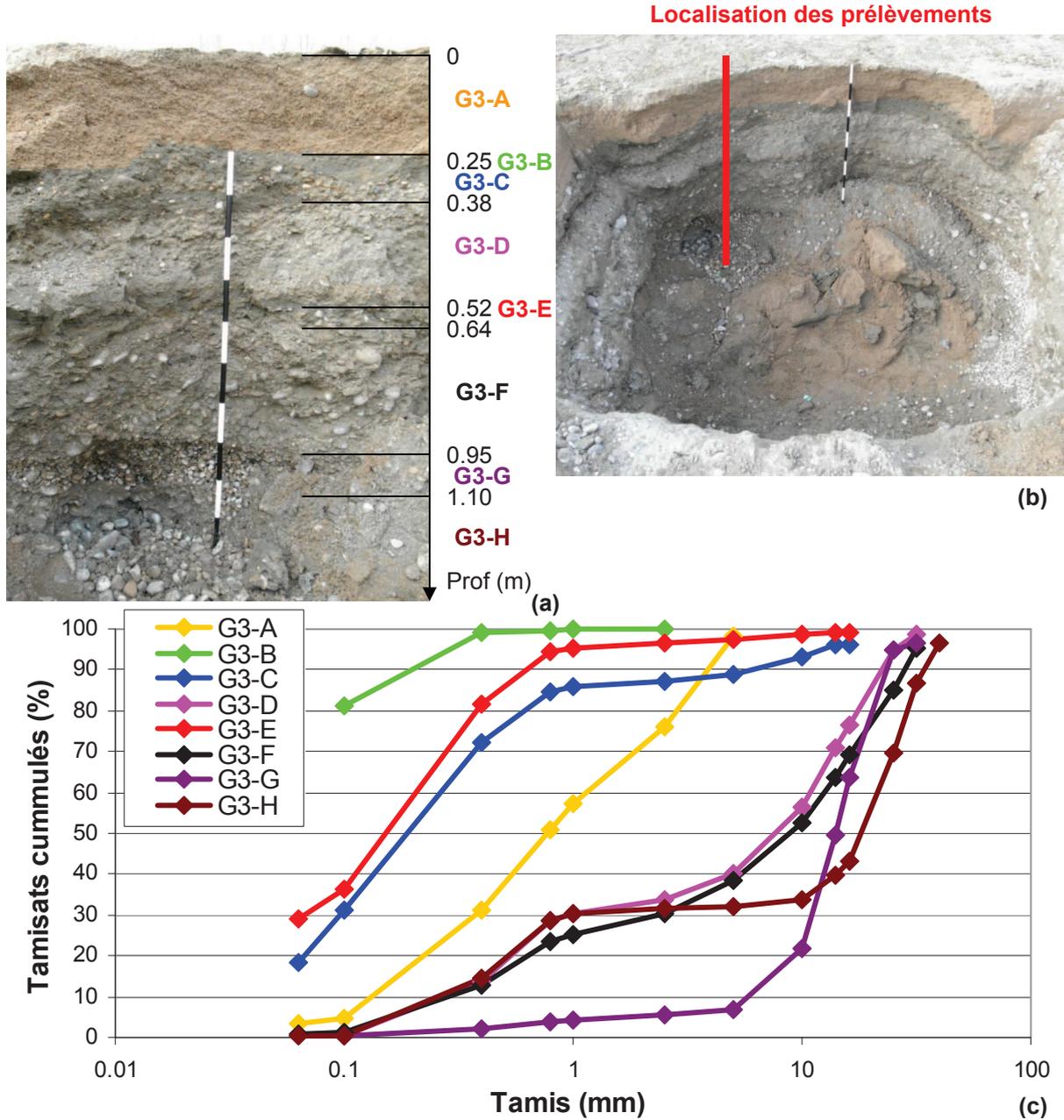


Figure 39 : Section de la coupe pour prélèvements de matériaux (a), localisation des prélèvements dans la fosse (b), granulométrie massique des matériaux (c) et tableau récapitulatif pour la fosse G3

◆ Bilan de l'observation dans les fosses

- La fosse d'observation G1 a une profondeur d'environ 1 m. C'est la fosse réalisée la moins profonde. Directement sous le sable calibré, on observe une matrice contenant plus de fines que dans le fond de la fosse avec toujours une fraction de galets prépondérante.
- La fosse d'observation G2 a une profondeur d'environ 1.80 m, elle se maintient correctement en place. Sous le sable calibré, on retrouve des passées de cailloux avec une matrice plus ou moins sableuse ou limoneuse. A noter que les dépôts observés dans cette fosse sont très hétérogènes ; sur un second plan de coupe réalisé dans la fosse, les dépôts sont discontinus.
- La fosse d'observation G3 a une profondeur d'environ 1.30 m. Directement sous le sable calibré, une couche argileuse (G3B) mélangée avec une fraction de cailloux-limoneux est observable. En allant vers le fond, différentes passées de sable/limons graveleuses se succèdent. Le fond de la fosse est marqué par un dépôt de gravier très propre.

Après l'observation des trois fosses, il est impossible de relier directement les différents horizons identifiés entre les fosses. Une lithologie représentative de l'ensemble du bassin est cependant identifiable, avec en surface la couche de sable calibré (couche A), ensuite des couches sablo-limoneuses (parfois argileuses) pouvant contenir une proportion importante de graviers (couche B), et tout au fond des fosses, des graviers et cailloux parfois sableux (couche C) (fig.40).

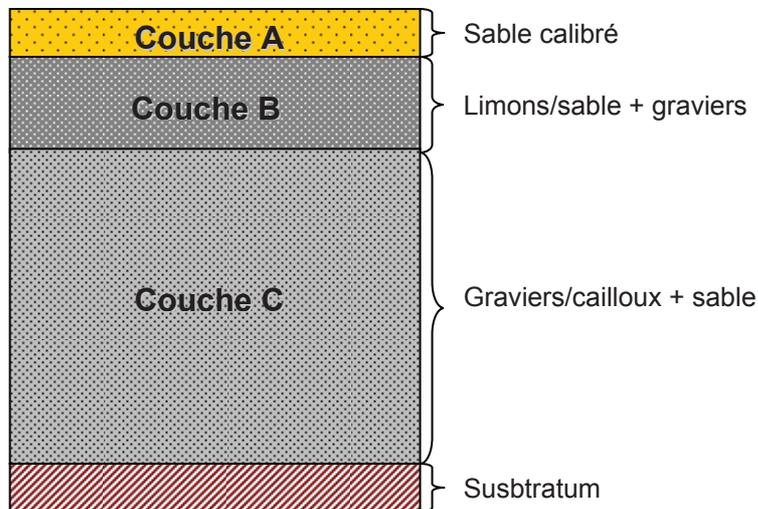


Figure 40 : Modèle type de lithologie des couches identifiées dans le bassin 3.1

◆ Porosité de la couche B

Pour simplifier, la couche sous le sable contenant une proportion de fine importante sera assimilée à une couche homogène sur une épaisseur finie. Une approximation de la méthode BEST est de prendre la teneur en eau à saturation égale à la porosité totale. Considérons désormais la valeur approximative de la teneur en eau à saturation du sable calibré mesurée à $0.35 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$, valeur comparable aux observations réalisées sur le terrain lors des essais Beerkan. La teneur en eau du sable est assimilée à sa porosité, avec $\varepsilon_{\text{sable}} = 0.35$.

La porosité dans un caillou est nulle, et la fraction volumique de cailloux est environ égale à $F_c = 43 \%$ mesurée à partir de données granulométriques. La fraction F_s de sol occupée par du solide est calculée selon :

$$F_c + (1 - F_c) \times (1 - \varepsilon_{\text{sable}}) = F_s \quad [84]$$

Avec F_s la fraction de sol occupée par le solide. Pour les valeurs citées, la fraction de sol occupée par du solide est de $F_s = 80 \%$. La fraction de vide est calculée par la relation suivante :

$$1 - F_s = \varepsilon_t \quad [85]$$

La porosité totale ε_t dans la formation sablo-graveleuse (couche B) est de 20 %.

◆ Courbes caractéristiques de conductivité et de rétention de la couche B

La méthode BEST, utilise la formulation de van Genuchten, avec la condition de Burdine pour la courbe de rétention et la formulation de Brooks and Corey pour la courbe de conductivité. Pour toutes les interprétations numériques des essais d'infiltration qui suivent, la formulation de van Genuchten-Mualem est utilisée pour la courbe de rétention et la courbe de conductivité. Cette formulation, utilisée

par la suite, permet des calculs numériques plus stables et plus rapidement convergents avec l'absence de point anguleux sur la courbe $K(h)$. Ce choix n'est pas pénalisant dans la problématique abordée ici, où on verra que le paramètre le plus sensible est la conductivité hydraulique à saturation. En cas de besoin, il est possible de passer d'une formulation à l'autre.

3.1.2.2. Essai d'infiltration monocouche : matériels et méthodes

Afin d'identifier les caractéristiques hydrodynamiques de la couche B, un essai d'infiltration à charge constante est réalisé en simple anneau. L'anneau est placé entre les essais G1 et G2 dans le bassin 3.1. Pour permettre une identification indépendante des couches, la couche A est retirée à la pelle et un trou assez large est creusé pour pouvoir observer l'étendue du bulbe d'infiltration en surface (fig.41a). L'anneau a un diamètre interne de 62.4 cm. Les contours du fond de l'anneau sont comblés avec de la bentonite afin de s'assurer du bon contact entre l'anneau et le sol pour prévenir d'éventuelles fuites.

Les volumes d'eau alimentés sont mesurés à l'aide d'un compteur volumétrique (précision $\pm 0.1 \text{ dm}^3$). L'eau utilisée provient de l'aquifère, pompée dans un piézomètre situé sur la digue du bassin. La charge d'eau maintenue est de 9.5 cm en moyenne (battement du niveau d'eau de 10 cm à 9 cm). Afin d'obtenir une charge de 9.5 cm dès le début de l'essai, une bâche étanche est remplie jusqu'à 9.5 cm de hauteur d'eau, puis coupée au moment du démarrage de l'essai (fig.41b). Un régllet est placé dans le centre de l'anneau afin de connaître à tout moment le niveau d'eau dans l'anneau (précision $\pm 0.1 \text{ cm}$).

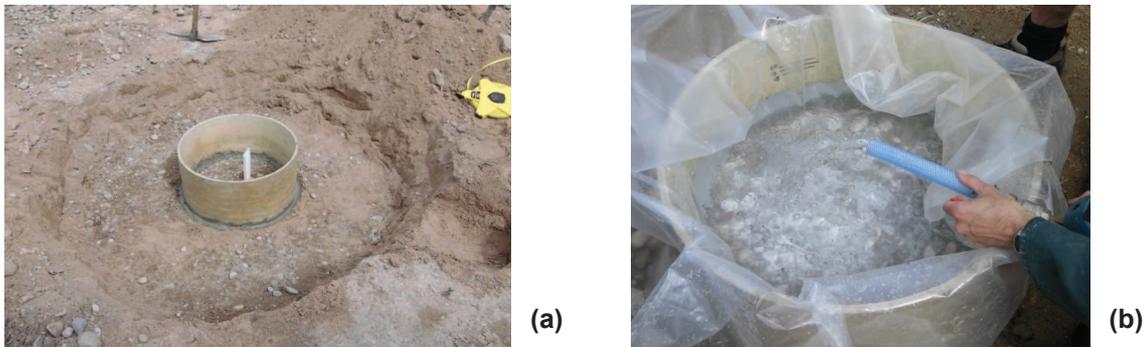


Figure 41 : Vue de l'ouverture réalisée dans le bassin pour placer l'anneau (a) et vue du remplissage initial de l'anneau dans une bâche (b)

Avant le début de l'essai un prélèvement de sol est effectué pour pouvoir estimer la teneur en eau initiale. La teneur en eau volumique est déduite de la teneur en eau massique en considérant la masse volumique du solide $\rho_s = 2.65 \text{ g.cm}^{-3}$ ce qui est une valeur communément admise dans la bibliographie pour ce type de sol. La masse volumique sèche $\rho_d [\text{g.cm}^{-3}]$ se formule :

$$\rho_d = \rho_s (1 - \varepsilon_t) \quad [86]$$

Avec la teneur en eau massique $\omega [\text{g.g}^{-1}]$ de l'échantillon déterminée avec une pesée avant et après séchage, la teneur en eau volumique θ est exprimée avec la relation suivante :

$$\theta = \omega \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad [87]$$

3.1.2.3. Résultats

L'essai d'infiltration est réalisé sur un sol sec en surface. La température de l'eau injectée est de $24.1 \text{ }^\circ\text{C}$. Le volume total d'eau utilisé pendant cet essai est de 70.28 l. Le prélèvement d'un échantillon de sol avant le début de l'essai indique un pourcentage massique d'eau de 1.1 % de la masse totale. La teneur en eau volumique initiale calculée avec l'équation [87] est de 2.3 % ce qui indique un sol initialement sec.

La lame d'eau infiltrée cumulée est calculée à partir du volume d'eau cumulé et de la surface de l'anneau. On peut observer sur la courbe de la lame d'eau infiltrée cumulée une légère inflexion au début représentant un état transitoire et rapidement, un état pseudo-permanent est atteint (fig.42). L'état pseudo-permanent est observable lorsque la lame d'eau cumulée dans le temps peut être assimilée à une droite.

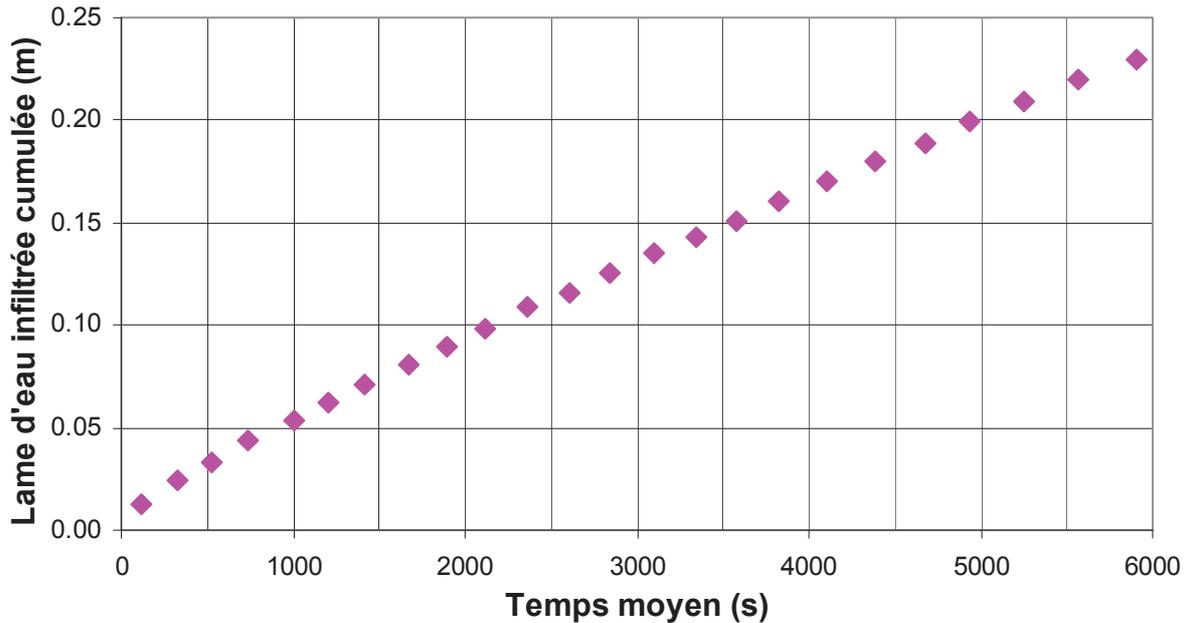


Figure 42 : Lame d'eau infiltrée cumulée en fonction du temps

L'évolution du front d'humidité en surface a été suivi visuellement afin d'estimer la part d'écoulement horizontale par rapport à la part d'écoulement gravitaire (fig.43). La distance moyenne X est calculée avec une moyenne arithmétique des distances mesurées dans les 4 directions (X_1 , X_1' , X_2 , X_2') par rapport au bord de l'anneau. Le front d'humidité progresse rapidement pendant les 1860 premières secondes d'infiltration puis l'évolution se stabilise après, autour d'une vingtaine de centimètres. La progression du front d'humidité est relativement homogène dans les quatre directions étudiées, avec à la fin de l'essai une distance moyenne du front d'humidité par rapport au bord de l'anneau de 0.22 m.

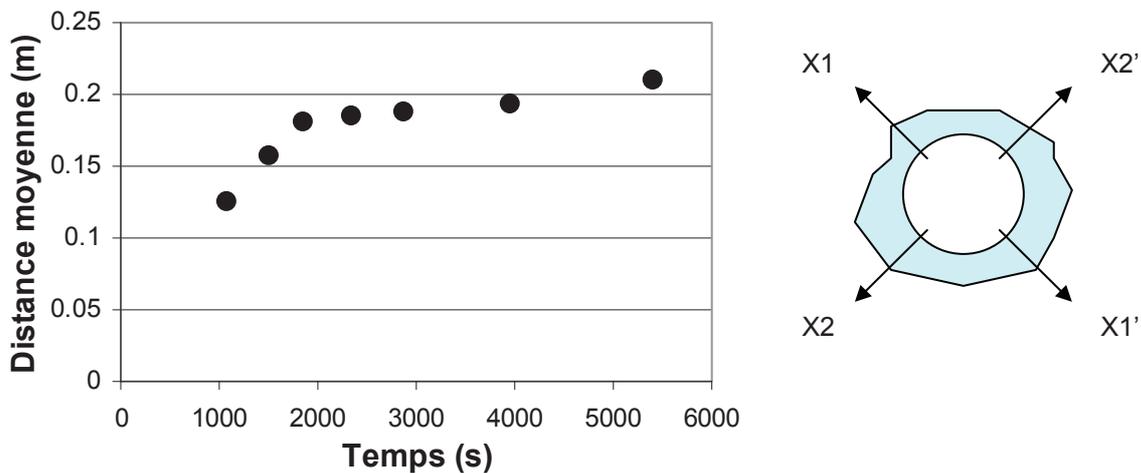


Figure 43 : Evolution du front d'humidité moyenné sur les quatre directions X_1 , X_1' , X_2 , X_2' à la surface en fonction du temps pour l'essai d'infiltration

3.1.2.4. Interprétations par méthodes numériques

Un modèle numérique en géométrie 2D axisymétrique est réalisé en éléments finis avec le logiciel COMSOL Multiphysics[®] afin d'interpréter l'essai d'infiltration réalisé. Le calage de la lame d'eau infiltrée cumulée dans le temps va permettre d'obtenir les caractéristiques physiques de la couche B. Le modèle a une épaisseur de 1 m sur un rayon de 1.4 m. La taille de ce modèle est suffisante compte tenu de l'étalement du front d'humidité maximum (0.22 m). Le maillage du modèle est raffiné

au niveau de la surface d'infiltration de l'anneau. En surface, on impose une condition de charge de 9.5 cm constante dans le temps sur une superficie correspondante au diamètre interne de l'anneau (rayon en vue 2D axisymétrique, soit 31.2 cm).

Dans la partie basse du modèle une condition de pression imposée est assignée initialement pour obtenir, par le calcul d'équilibre hydrostatique, une valeur comparable de teneur en eau à celle effectivement observée au début de l'essai. Hormis la conductivité hydraulique à saturation K_{sB} qui va être calée, les autres paramètres sont fixés dans le modèle comme indiqué dans le tableau 5. Les paramètres et grandeurs géométriques sont choisis sans calage, soit par mesures directes ($\Delta\theta$), soit par estimations à partir de données pour des sols similaires.

Paramètres hydrodynamiques	Couche B
θ_r [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	0
θ_s [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	0.2
$\Delta\theta$ [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	0.2
α [m^{-1}]	2
n [-]	2.4
Epaisseur [m]	1
K_{sB} [m/s]	A caler

Tableau 5 : Paramètres hydrodynamiques du modèle numérique monocouche

Le calage de la lame d'eau infiltrée dans le temps est effectué avec une valeur de conductivité hydraulique à saturation de $K_{sB} = 1.12 \cdot 10^{-5}$ m/s (fig.44). Cette valeur permet de très bien reproduire la courbe expérimentale. Une analyse de sensibilité réalisée démontre que la pente de l'évolution de la lame d'eau infiltrée cumulée dans le temps est sensible à la conductivité hydraulique à saturation. En effet, la borne inférieure à $K_{sB} = 1.0 \cdot 10^{-5}$ m/s et la borne supérieure à $K_{sB} = 1.24 \cdot 10^{-5}$ m/s permettent d'encadrer la valeur de K_{sB} calée à $1.12 \cdot 10^{-5}$ m/s, valeur que l'on retiendra pour la suite.

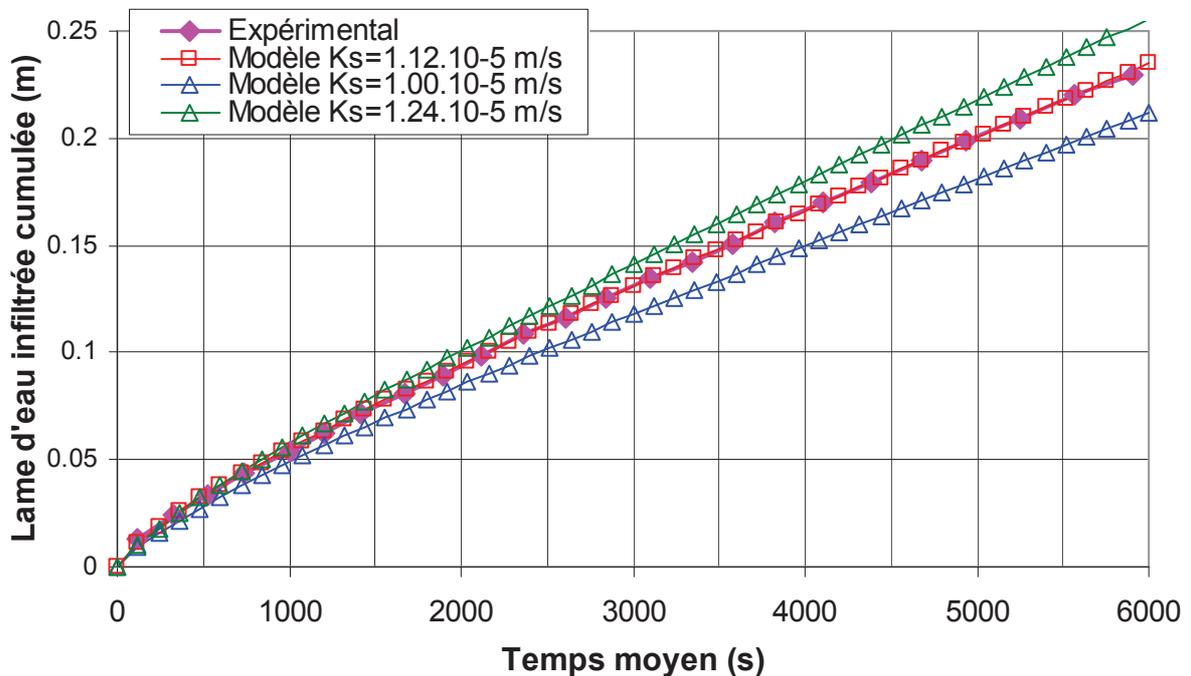


Figure 44 : Calage de la lame d'eau infiltrée cumulée dans le temps

Les courbes de rétention et de conductivité correspondantes au modèle de van Genuchten-Mualem permettent d'avoir un modèle stable numériquement ainsi que des coefficients comparables à des gammes de paramètres couramment utilisées dans la bibliographie (fig.45).

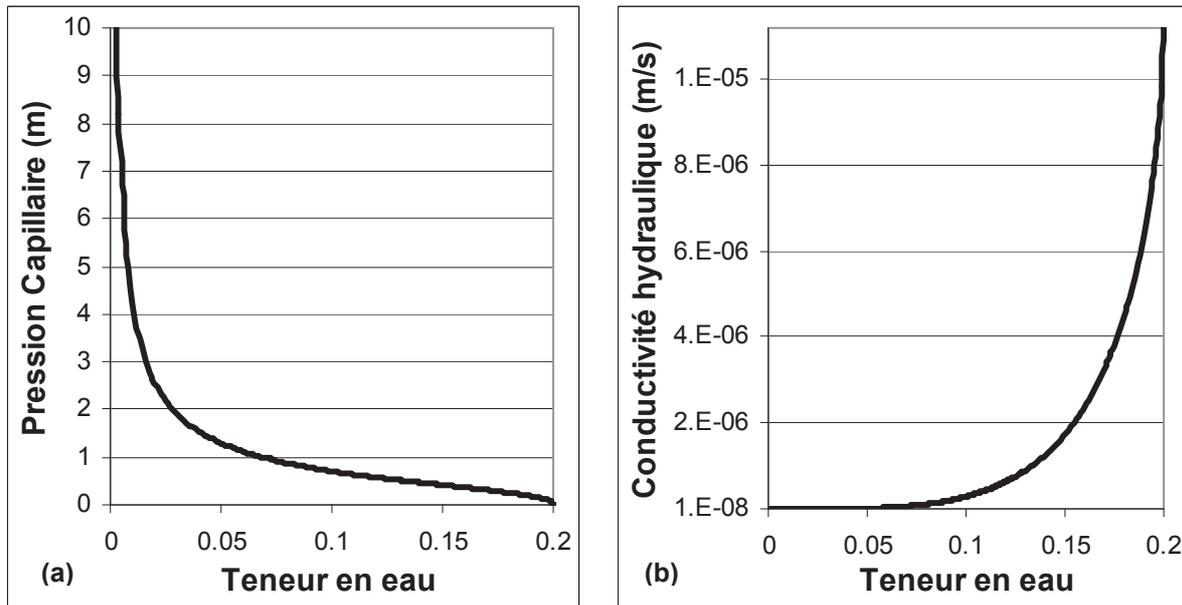


Figure 45 : Courbe de rétention (a) et de conductivité (b) de la couche sablo-graveleuse

L'évolution du front d'humidité observée en surface lors de l'essai est simulée grâce au modèle numérique. Les paramètres calés représentent correctement l'avancée du front par rapport aux données expérimentales avec une fourchette d'erreur de ± 3 cm. S'ajoute ici la difficulté d'estimer visuellement la teneur en eau de l'avancée du front. On considère donc que l'approximation est correcte dans la gamme d'observation.

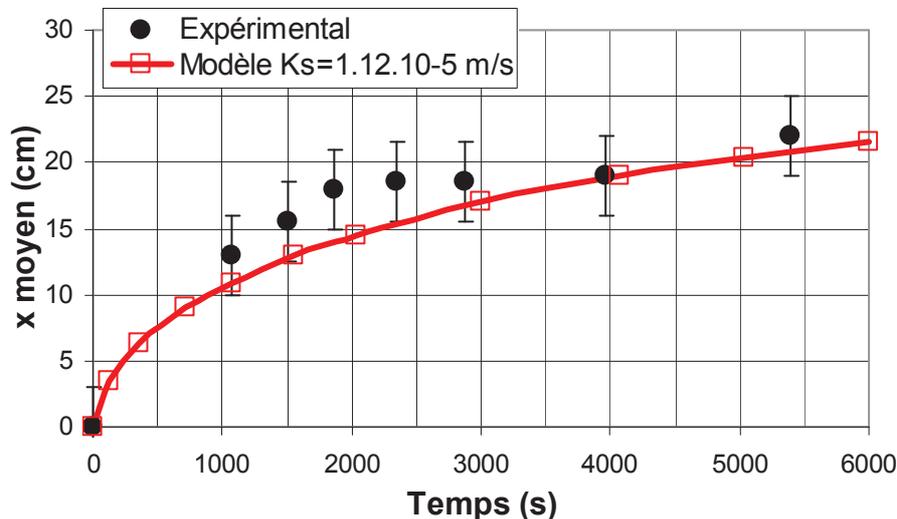


Figure 46 : Evolution du front d'humidité observé et simulé moyen au cours de l'essai

Le profil de teneur en eau sur la coupe 2D axisymétrique du modèle (fig.47) permet d'observer à 6000 s (fin de l'essai) l'avancée du front d'humidité. La profondeur maximale atteinte par le front d'humidité est d'environ 45 cm sous l'anneau à la fin de l'essai. La modélisation en axisymétrie est valable car le front d'humidité observé est homogène dans les quatre directions observées. Dans le modèle, le milieu est considéré comme homogène et isotrope.

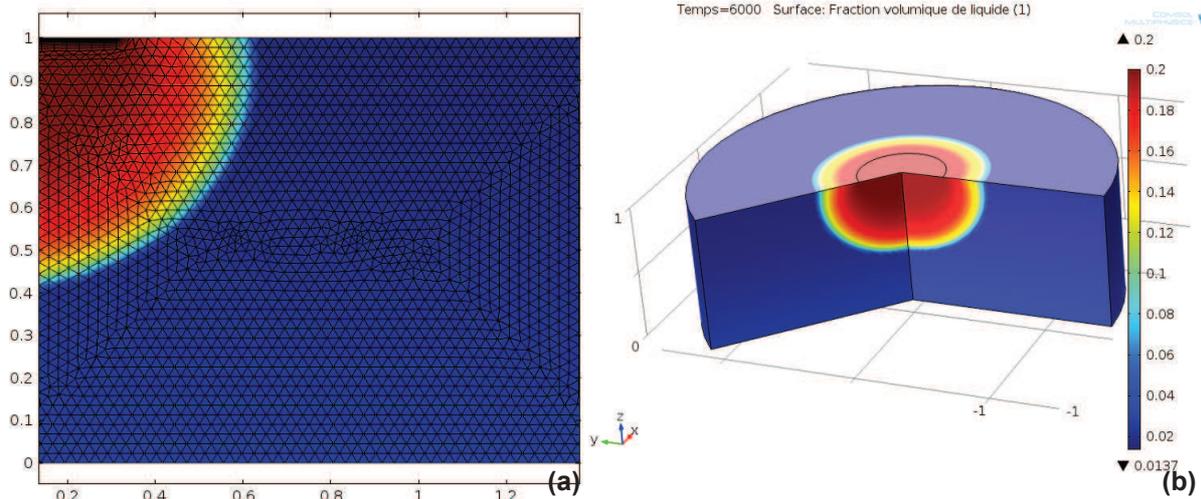


Figure 47 : Vue en coupe 2D (a) et 3D (b) de la distribution des teneurs en eau dans le modèle numérique à 6000 s de l'essai d'infiltration

3.1.2.5. Discussion

Les résultats de cet essai d'infiltration de la couche sablo-graveleuse située directement sous le sable calibré permettent d'affirmer que $K_{sA} > K_{sB}$. Pour la période de l'essai dans le bassin 3.1, la couche A n'est pas celle qui contrôle les écoulements à saturation.

3.1.3. Evaluation des paramètres hydrodynamiques en milieu bicouche

3.1.3.1. Matériels et méthodes

Trois essais d'infiltration ont été réalisés dans le fond du bassin, sur le sable surmontant le sol en place à l'emplacement des anneaux G1, G2 et G3. Ces essais d'infiltration sont réalisés à charge constante (20 cm) dans un anneau d'un mètre de diamètre. Le protocole d'essai est le même que dans l'essai d'infiltration sur la couche B uniquement. Seule la teneur en eau du sable en surface est accessible, elle est mesurée grâce à une sonde TDR.

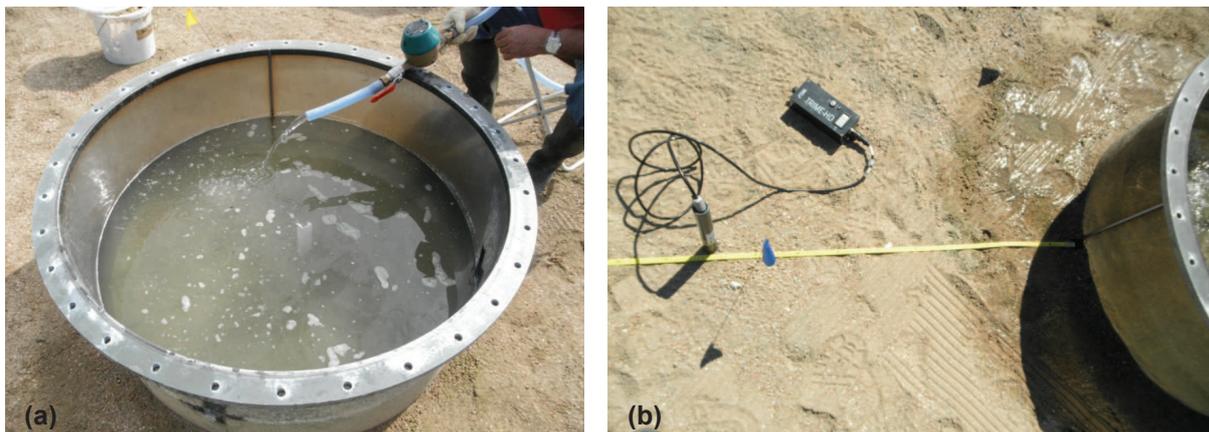


Figure 48 : Remplissage de l'anneau (a) et contrôle de l'avancée du front d'humidité à la surface (b) lors de l'essai d'infiltration en bicouche

3.1.3.2. Résultats

Les trois essais d'infiltration sont réalisés à des jours différents (en premier G1, puis G2 et plusieurs jours après G3). Par conséquent, la teneur en eau initiale de la couche A est différente d'un essai à l'autre. Ainsi pour les essais G1 et G2, les teneurs en eau initiales mesurées sur le sable sont de 0.11 alors que la teneur en eau de l'essai G3 est de 0.03. L'essai G3 démarre d'un état beaucoup plus sec que les essais G1 et G2 (tab.6).

L'infiltrabilité du sol est le rapport entre la lame d'eau infiltrée cumulée et la durée totale de l'essai. Les essais G1 et G2 ont des taux d'infiltrabilité comparables, plus faibles que celui de l'essai G3 (tab.6). Notons que compte tenu de la durée et du volume alimenté, les couches A et B participent à l'infiltration, l'essai est donc bien bicouche.

	G1	G2	G3
Durée totale de l'essai [s]	20467	22761	19398
Lame d'eau infiltrée cumulée [m]	1.093	1.271	1.345
Teneur en eau initiale [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	0.11	0.11	0.03
Variation de la charge d'eau [m]	0.01	0.01	0.01
Infiltrabilité [mm/s]	0.053	0.055	0.069

Tableau 6 : Résultats des trois essais d'infiltration en bicouche

En observant l'évolution de la lame d'eau infiltrée cumulée pour les trois essais d'infiltration, on constate que les essais G1 et G2 ont des pentes très comparables, et l'essai G3 a une pente plus forte (fig.49). Pour les trois essais, mis à part dans les temps courts, la lame d'eau infiltrée cumulée est assimilable à une droite. La conductivité hydraulique à saturation règle la pente des droites, c'est le paramètre qui influence le plus les écoulements dans ces essais d'infiltration sous lame d'eau.

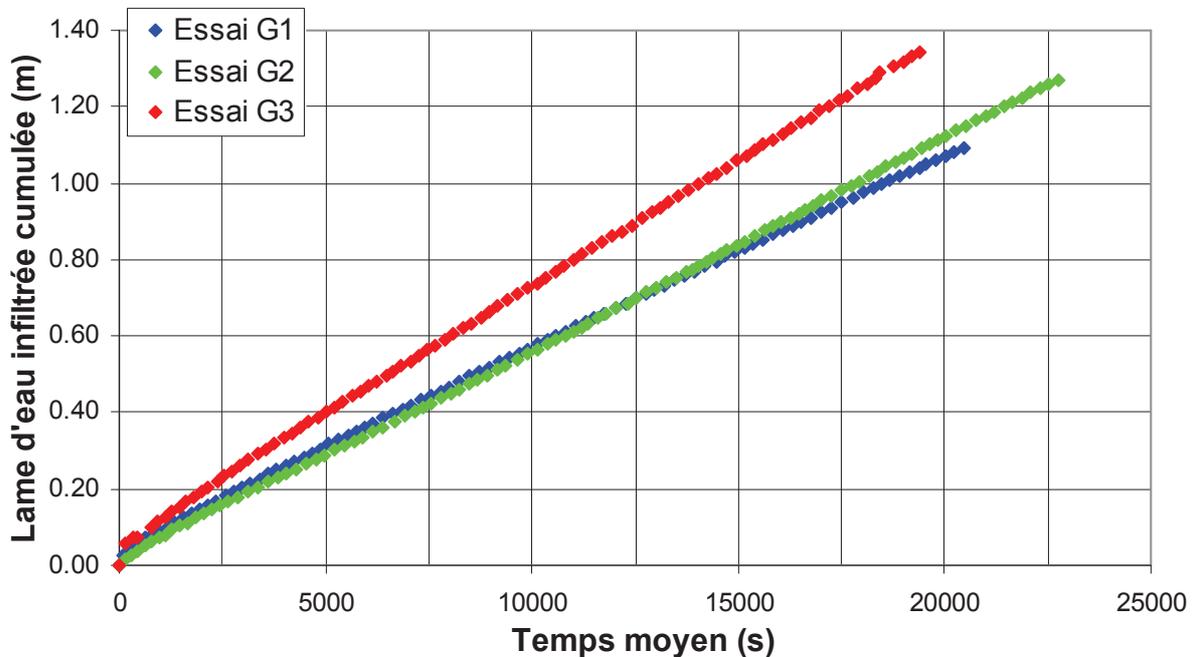


Figure 49 : Lame d'eau infiltrée cumulée en fonction du temps moyen

L'observation du front d'humidité sur la couche A a été faite uniquement pour l'essai G3. La mesure est effectuée en surface, il n'existe aucune information du comportement à l'interface. L'évolution de la teneur en eau en fonction de la distance par rapport au centre de l'anneau est représentée pour 17100 s d'essai à la figure 50, pour les axes nord, ouest et sud. La teneur en eau maximale mesurée directement au bord de l'anneau est de 0.37, comparable dans tous les axes d'observation.

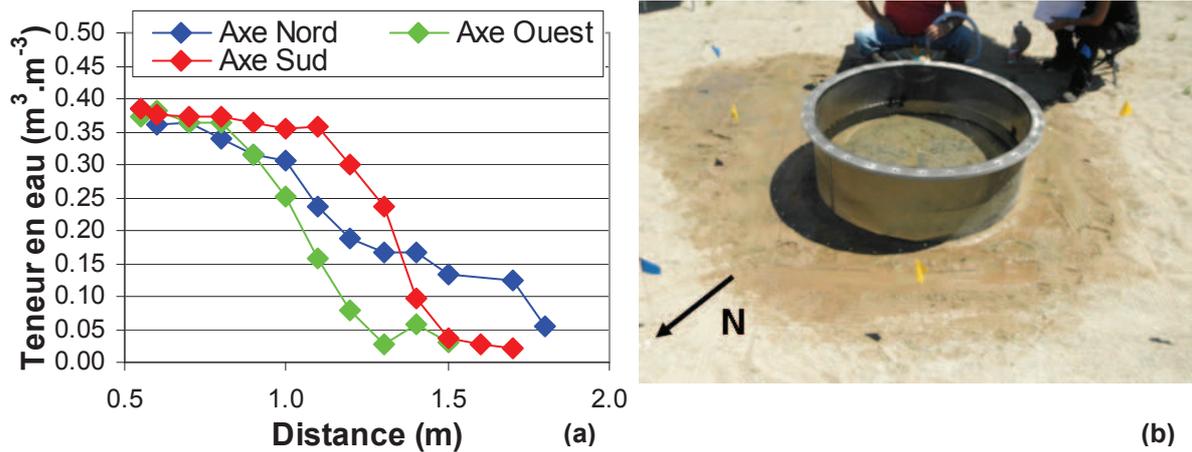


Figure 50 : Relevé des teneurs en eau dans la couche A en fonction de la distance par rapport au centre de l'anneau (a) et vue du front d'humidité en surface au bout de 17100 s d'essai (b)

3.1.3.3. Interprétation par méthodes numériques

L'interprétation des essais d'infiltration présentée est réalisée sur l'essai G3, essai durant lequel l'observation de l'évolution du front d'humidité est disponible en surface de la couche A. Un modèle bicouche en 2D axisymétrique est réalisé avec le logiciel COMSOL Multiphysics®. Le modèle a une épaisseur totale de 1.75 m sur un rayon de 1.70 m. Ce rayon est suffisant car au-delà de 1.5 m, la teneur en eau mesurée est proche de la teneur en eau initiale (fig.50). Le maillage du modèle est adaptatif au pas de temps de calcul : il est raffiné en fonction de l'évolution du front d'humidité, cela permet des calculs numériques stables. La teneur en eau initiale du modèle est assignée à partir d'une condition de pression imposée au bas de la couche B, ce qui permet de calculer le profil d'équilibre hydrostatique dans tous les nœuds du modèle. La teneur en eau initiale calculée est proche de celle effectivement mesurée. Les paramètres physiques issus de l'essai d'infiltration en monocouche sont conservés pour la couche B, seule la conductivité hydraulique à saturation va être calée. Les paramètres physiques de la couche A proviennent en partie des essais Beerkan. Notons ici que la valeur de conductivité hydraulique à saturation retenue dans la couche A représente une valeur minimale issue des essais Beerkan. Les paramètres hydrodynamiques utilisés sont indiqués dans le tableau 7.

Paramètres hydrodynamiques	Couche A	Couche B
θ_r [m³.m⁻³]	0	0
θ_s [m³.m⁻³]	0.35	0.2
$\Delta\theta$ [m³.m⁻³]	0.35	0.2
α [m⁻¹]	2	2
n [-]	2	2.4
Epaisseur [m]	0.25	1.5
K_s [m/s]	$3.5 \cdot 10^{-5}$ m/s	A caler

Tableau 7 : Paramètres hydrodynamiques du modèle numérique bicouche

Le calcul numérique calé sur la lame d'eau infiltrée cumulée de l'essai G3 donne une conductivité hydraulique à saturation pour la couche B de $K_{sB} = 1.19 \cdot 10^{-5}$ m/s (fig.51). Cette valeur doit être réduite de 20 %, pour caler correctement les essais d'infiltration sur G1 et G2.

Notons ici que lors du calage, plusieurs combinaisons de paramètres permettent d'obtenir une courbe $i(t)$ satisfaisante. Pour cette raison, seule la conductivité hydraulique à saturation de la couche B a fait l'objet d'un calage. Les autres paramètres (tableau 7) sont fixés, a priori, à partir d'autres considérations physiques (mesures et/ou estimations liées à la littérature).

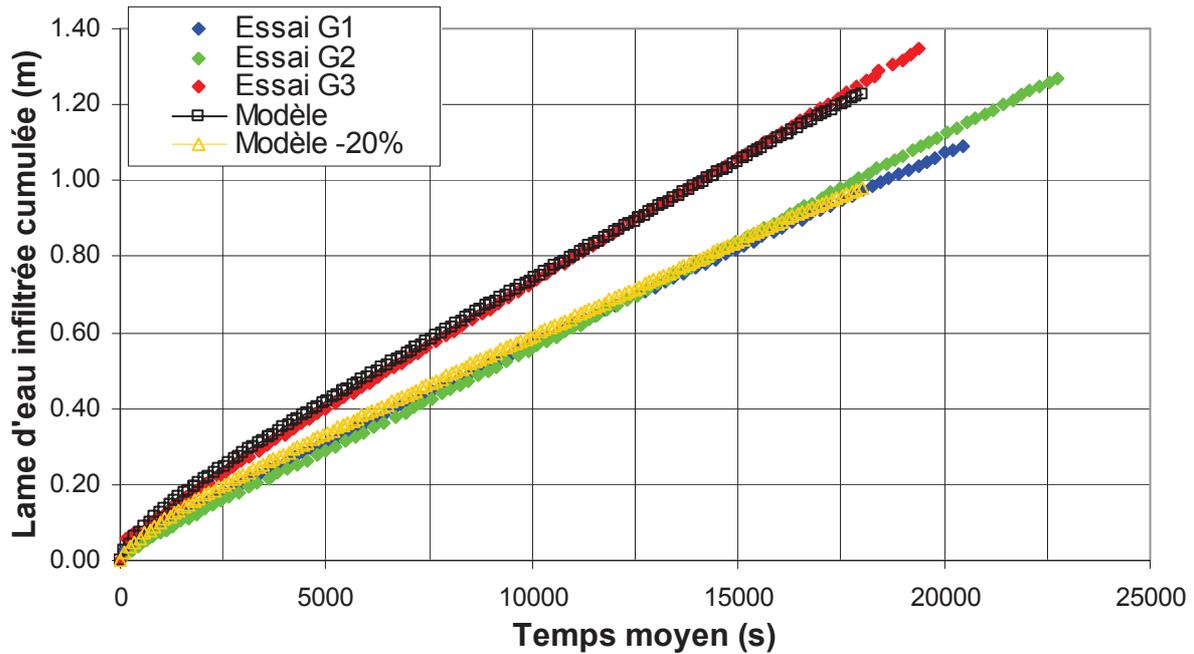


Figure 51 : Résultats de la modélisation des courbes $i(t)$

Le résultat de la simulation est également très satisfaisant pour reproduire la progression du front d'humidité au bout de 17100 s d'essai par rapport au centre de l'anneau dans la couche A (fig.52). On remarque que le modèle restitue bien l'avancée du front d'humidité dans la couche de sable, comparativement aux axes d'observation nord, ouest et sud.

L'observation de l'évolution du front de teneur en eau sur la coupe 2D et 3D à 480 s permet de remarquer qu'à ce temps, le bulbe d'infiltration n'a pas encore atteint la couche B (fig.53a).

L'observation de l'évolution du front de teneur en eau sur la coupe 2D et 3D à 15000 s, montre qu'à partir de ce temps, l'étendue du bulbe d'infiltration est quasiment stabilisée dans la couche de sable (fig.53). L'eau contenue dans la couche B commence à toucher le fond du modèle à 1.75 m de profondeur. Notons sur la figure 53, au niveau de l'interface entre les deux couches, une accumulation d'eau dans la couche A est due au contraste des propriétés hydrodynamiques des deux couches.

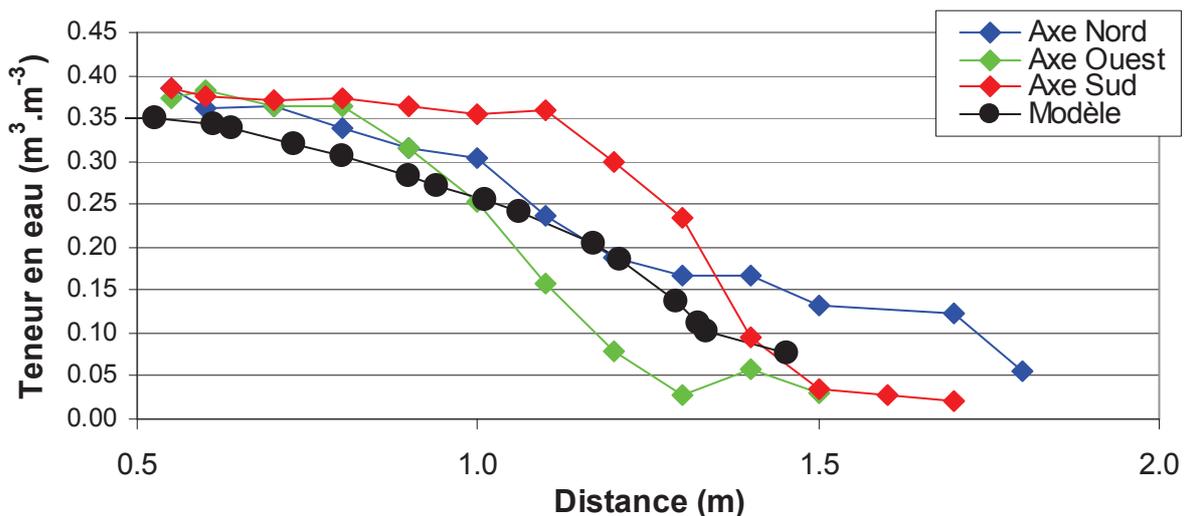


Figure 52 : Répartition des teneurs en eau à la surface du sable mesurées et simulées à au bout de 17100 s d'infiltration

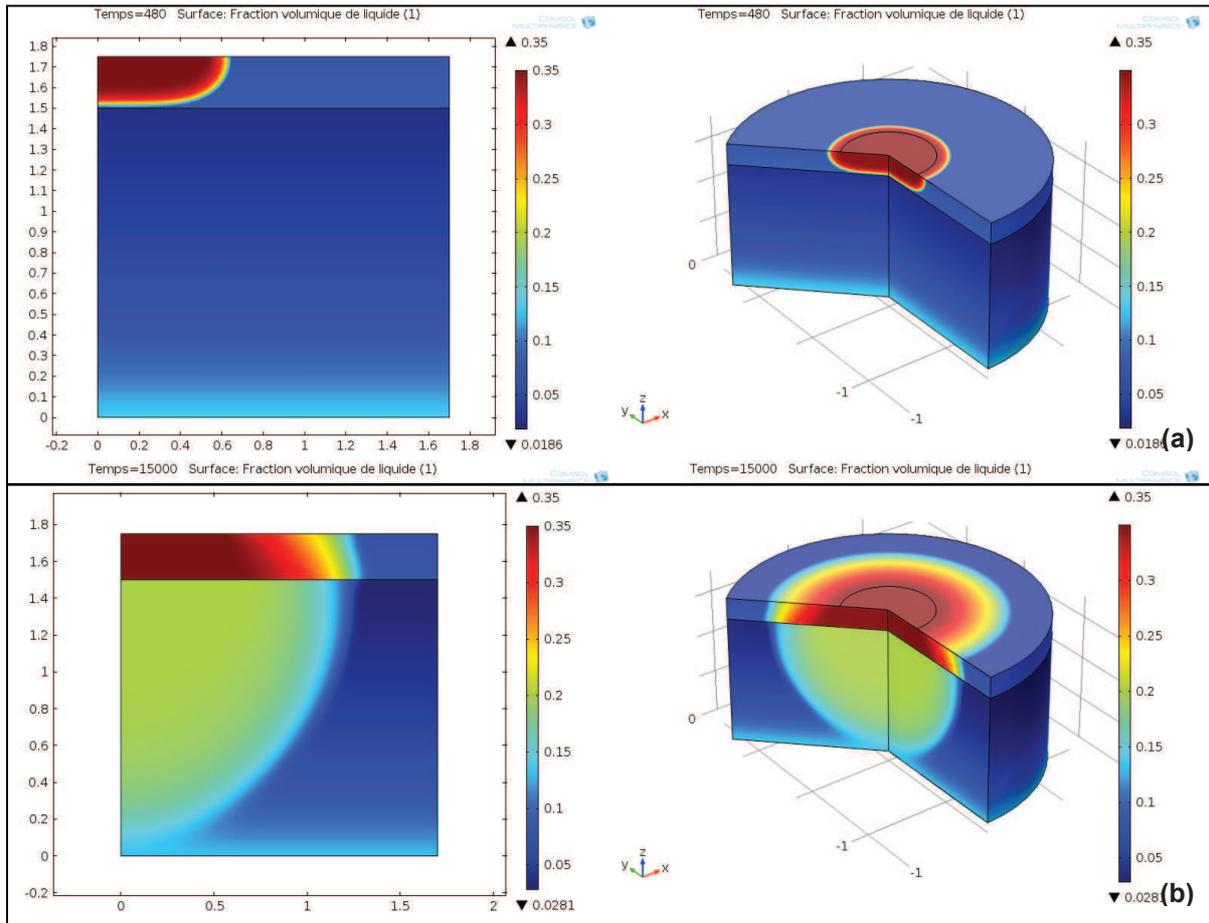


Figure 53 : Vue en coupe 2D et 3D de la distribution de la teneur en eau dans le modèle numérique à 480 s (a) et à 15000 s (b) de l'essai d'infiltration G3

3.1.4. Comparaison des résultats de la partie non saturée

L'interprétation des essais d'infiltration réalisés dans le fond du bassin donnent pour la couche A et la couche B les résultats suivants :

	Paramètres	Beerkan	Monocouche	Bicouche
Couche A	K_s [m/s]	$5.39 \cdot 10^{-5} - 3.35 \cdot 10^{-4}$	-	$3.5 \cdot 10^{-5}$
	α [m^{-1}]	-	-	2
	n [-]	-	-	2
	θ_r [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	-	0
	θ_s [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	-	0.35
Couche B	K_s [m/s]	-	$1.12 \cdot 10^{-5}$	$1.19 \cdot 10^{-5}$
	α [m^{-1}]	-	2	2
	n [-]	-	2.4	2.4
	θ_r [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	0	0
	θ_s [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	0.2	0.2

Tableau 8 : Récapitulatif des résultats obtenus

La conductivité hydraulique à saturation (K_s) est le paramètre prépondérant dans notre approche. Pour la couche A, avec l'essai Beerkan, on retiendra la gamme des valeurs de K_s identifiées (entre $5.39 \cdot 10^{-5}$ m/s et $3.35 \cdot 10^{-4}$ m/s).

Pour la couche B, les valeurs de K_s calculées sont très proches pour l'essai en monocouche et l'essai en bicouche, dès lors que les autres paramètres sont contraints par des mesures et/ou estimations

physiques indépendantes. La valeur de θ_r sera toujours prise égale à 0 et θ_s égale à la teneur en eau à saturation.

3.2. Caractéristiques de l'aquifère (zone saturée)

3.2.1. Objectif et méthode d'interprétation

Les caractéristiques physiques de l'aquifère (conductivité hydraulique à saturation K_s et coefficient d'emmagasinement S) doivent être déterminées pour rendre compte du fonctionnement de l'aquifère. La conduite d'essais de pompage permet de déterminer, via des interprétations, ces paramètres. Dans ce travail, les essais de pompage réalisés sont interprétés avec la formule de Theis (1935) qui est une solution analytique en régime transitoire de l'équation de diffusivité [65] (fig.54) :

$$H - H_0 = \frac{Q}{4\pi T} \int_U^\infty \left(\frac{e^{-U}}{U} \right) dU \quad [88]$$

avec :

$$W(U) = \int_U^\infty \left(\frac{e^{-U}}{U} \right) dU \quad [89]$$

$$H - H_0 = \frac{Q}{4\pi T} W(U) \quad [90]$$

où :

$$U = \frac{4Tt}{r^2 S} \quad [91]$$

et :

$$T = K_s \times e \quad [92]$$

où $W(U)$ est la fonction « puits de Theis » (fonction exponentielle intégrale), S [-] est le coefficient d'emmagasinement, T [$L^2.T^{-1}$] est la transmissivité de l'aquifère, Q [$L^3.T^{-1}$] le débit de pompage dans le puits, H [L] est la charge hydraulique de la nappe mesurée à l'instant t et H_0 [L] est la charge hydraulique initiale de la nappe avant pompage, $H - H_0$ [L] est le rabattement de la nappe, r [L] est la distance entre le puits de pompage et le piézomètre d'observation, K_s [m/s] la conductivité hydraulique à saturation et e [m] l'épaisseur saturée de l'aquifère.

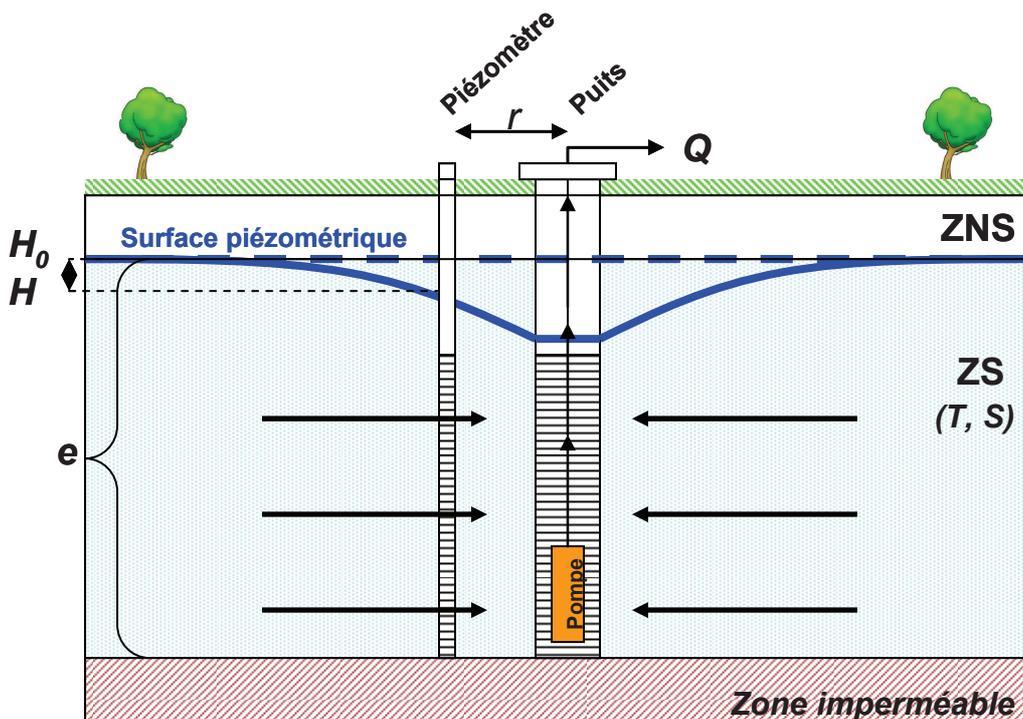


Figure 54 : Coupe schématique d'un pompage en aquifère libre

L'application de la méthode de Theis nécessite de respecter certaines conditions (Kruseman et de Ridder, 1994) :

- La nappe peut être libre et d'extension illimitée.
- L'aquifère est homogène isotrope et d'épaisseur uniforme.
- Avant le pompage, la surface piézométrique est plane. Pendant le pompage, l'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- Le pompage est réalisé à débit constant.
- Le puits de pompage pénètre la totalité de l'aquifère et l'eau arrive selon un écoulement horizontal sur toute l'épaisseur de la nappe. Le diamètre du puits de pompage est très faible, on néglige l'emmagasinement dans le volume du puits.
- L'eau provenant de l'emmagasinement est libérée instantanément avec la baisse de charge hydraulique.

En pratique, la méthode de Theis est utilisée pour un grand nombre de cas d'essais de pompage qui ne respectent pas toutes les conditions énoncées ci-dessus.

Mise à part la solution de Theis utilisée dans ce travail, il existe une multitude d'autres solutions permettant de calculer la conductivité hydraulique à saturation (K_s) et le coefficient d'emmagasinement (S) ainsi que d'autres paramètres. Parmi ces méthodes, on peut citer quelques solutions pertinentes dans l'aquifère des alluvions du Rhône comme celles proposées par : Moench (1995), Boulton (1963) et Neuman (1972). Ces méthodes prennent en considération un facteur de retard, ou encore un écoulement vertical dans l'aquifère dû au rabattement dans la nappe à proximité du puits de pompage.

Dans les essais de pompage analysés ici on s'intéresse à la conductivité hydraulique à saturation, déduite de la transmissivité.

Des calculs préliminaires utilisant l'équation de Richards ont été réalisés afin de tester la sensibilité de l'estimation de la transmissivité par rapport aux paramètres non saturés (α et n) réglant la forme de la courbe $h(\theta)$ et la hauteur de la frange capillaire. Avec le logiciel COMSOL Multiphysics®, un essai de pompage est simulé en 2D axisymétrique en réalisant un bilan de masse dans le puits (pour simuler l'évolution de la hauteur d'eau dans le puits) pour un débit constant de 150 m³/h. L'épaisseur aquifère considérée est de 15 m. Le rayon de l'ouvrage est de 0.4 m. Le puits est crépiné sur toute la hauteur aquifère. Une couche de graviers drainants (massif filtrant du puits) est placée autour du puits sur une épaisseur de 5 cm avec une conductivité hydraulique à saturation de $K_s = 1.10^{-4}$ m/s. La teneur en eau résiduelle et la teneur en eau à saturation sont constantes, respectivement de $\theta_r = 0$ m³.m⁻³ et $\theta_s = 0.4$ m³.m⁻³. Le rabattement est suivi sur des points d'observation situés à 10, 20 et 50 m de distance au puits de pompage.

Les courbes de rabattement du niveau de la nappe simulées sont interprétées en utilisant la méthode de Theis (solution analytique développée sous WxMaxima, annexe 6). La courbe simulée est calée par rapport au rabattement théorique calculé avec la méthode de Theis afin de retrouver les paramètres d'entrée des simulations. Les paramètres identifiés par calage sont la conductivité hydraulique à saturation et le coefficient d'emmagasinement.

Les résultats sont ensuite comparés aux données d'entrée des simulations, ceci permet de tester la performance de la méthode de Theis sur l'estimation de K_s (tab.9).

Trois gammes de conductivité hydraulique à saturation sont testées. Les données utilisées sont indiquées dans les colonnes « simulation » et les résultats du calage sont indiqués dans les colonnes « identification » (tab.9). L'identification donne la borne minimum et maximum estimée sur les trois points d'observation. L'erreur maximum d'estimation de K_s est donnée en comparant les données d'entrée des simulations et les données identifiées par calage avec la méthode de Theis.

Pour des faibles valeurs de K_s , une erreur de détermination de 24 % au maximum est possible suivant les paramètres n et α pris en compte dans la zone non saturée. Pour des valeurs de K_s au-delà de 2.10^{-3} m/s, la détermination de K_s avec la méthode de Theis correspond aux données de simulation. D'autres essais avec différentes valeurs de θ_s donnent également une bonne estimation de la valeur de K_s .

Pour de fortes valeurs de K_s comme c'est le cas sur le champ captant de Crépieux-Charmy, la détermination de K_s avec la méthode de Theis est indépendante des valeurs testées pour les paramètres α et n .

Essai	Simulations numériques			Identification par méthode de Theis		Erreur maximum K_s
	K_s [m/s]	α [m^{-1}]	n [-]	K_s [m/s]	S [-]	%
C1	$5.0 \cdot 10^{-4}$	0.5	1.5	$5.2 \cdot 10^{-4}$	0.15	+ 10
C2	$5.0 \cdot 10^{-4}$	1.0	2.0	$5.5 \cdot 10^{-4}$	0.25 – 0.27	+ 16
C3	$5.0 \cdot 10^{-4}$	2.0	2.1	$3.9 \cdot 10^{-4}$	0.38 – 0.4	- 24
C4	$1.0 \cdot 10^{-2}$	0.5	1.5	$1.0 \cdot 10^{-2}$	0.20	0
C5	$1.0 \cdot 10^{-2}$	1.0	2.0	$1.0 \cdot 10^{-2}$	0.40	0
C6	$1.0 \cdot 10^{-2}$	2.0	2.1	$1.0 \cdot 10^{-2}$	0.40	0
C7	$2.0 \cdot 10^{-3}$	0.5	1.5	$2.0 \cdot 10^{-3}$	0.18	0
C8	$2.0 \cdot 10^{-3}$	1.0	2.0	$2.0 \cdot 10^{-3}$	0.33	0
C9	$2.0 \cdot 10^{-3}$	2.0	2.1	$2.0 \cdot 10^{-3}$	0.33 – 0.35	0

Tableau 9 : Données d'entrée dans les simulations et identifications des paramètres physiques par la méthode de Theis

3.2.2. Caractérisation de l'aquifère par essais de pompage

3.2.2.1. Bilan de l'existant et répartition des essais

Des essais de pompage ont été réalisés par le BRGM en 1979-1980 sur le site peu après l'implantation des forages du champ captant. Ces essais ont permis de déterminer la transmissivité de l'aquifère. La méthode de Boulton a été utilisée pour les interprétations (Barthelemy, 1980). Ces essais de pompage donnent une gamme de transmissivité qui va de $0.8 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ à $56 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$, l'intégralité des résultats du BRGM pour chaque ouvrage est disponible à l'annexe 7.

Les essais de pompage du BRGM sont uniquement localisés sur les forages placés à proximité du Vieux-Rhône et du canal de Jonage (fig.55).

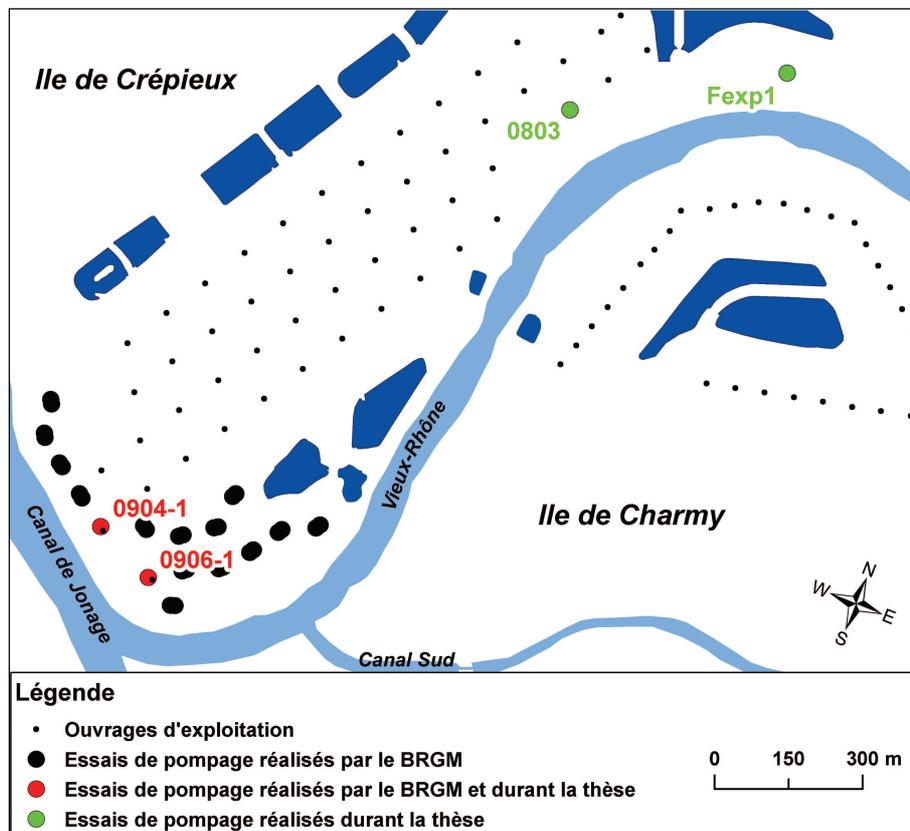


Figure 55 : Répartition des essais de pompage sur le champ captant

Soulignons ici qu'il n'existe pas d'autres essais de pompage sur le site permettant d'avoir accès à la transmissivité de la nappe (les simples essais de puits disponibles ne sont pas suffisants, car ils permettent uniquement de caractériser les ouvrages). Les données de transmissivité sont mal réparties et il faut réaliser de nouveaux essais afin de confirmer les valeurs estimées dans les années 1980 et étudier si une variabilité spatiale existe sur l'ensemble du champ captant. Pour ce faire, des essais de pompage sont réalisés sur trois ouvrages d'exploitation (les forages 0904-1 et 0906-1, et le puits 0803) et sur un forage supplémentaire dédié à l'expérimentation (Fexp1) (fig.55).

3.2.2.2. Essais de pompage sur les ouvrages d'exploitation

Le champ captant devant toujours être en fonctionnement pour fournir les débits nécessaires à l'alimentation en eau potable, la conduite d'essai de pompage engendre certaines contraintes opérationnelles. Dans la mesure du possible, les puits et forages situés à proximité de l'ouvrage d'essai sont arrêtés. Ceci afin d'avoir un rabattement observé qui est le moins possible influencé par d'autres ouvrages que celui utilisé pour l'essai.

Le déroulement des essais de pompage est détaillé pour le forage 0906-1 en annexe 8, le forage 0904-1 en annexe 9 et le puits 0803 en annexe 10. Pour tous les essais, les variations « externes » des niveaux de la nappe dues à la recharge artificielle ou aux ouvrages de pompage activés sont observables lorsque l'évolution du rabattement dans le temps due au pompage devient faible. Dans ce cas, les variations des niveaux de la nappe dues à des phénomènes externes sont plus grandes que le rabattement dû au pompage. La courbe n'est plus interprétable sans effectuer de corrections. Dans la littérature, on peut corriger ces variations externes lorsqu'il existe un ouvrage dit de référence, non influencé par le puits de pompage et reflétant les variations externes de la nappe (Maréchal *et al.*, 2010). Sur le site de captage, les variations du niveau de la nappe ne sont pas homogènes, elles dépendent de la proximité et de la mise en fonctionnement des ouvrages (puits, forages et bassins). Il n'est pas possible de trouver sur le champ captant un ouvrage assez isolé qui ne soit pas influencé.

L'allure des courbes de rabattement est analogue à celle proposée par Boulton (1963) dans le cas des nappes libres et semi-libres. Les résultats des essais de pompage dans la zone des forages sur les ouvrages 0906-1 et 0904-1 donnent des valeurs de transmissivité comprises entre $11.2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et $18.5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ (tab.10). Comparativement aux essais réalisés antérieurement par le BRGM sur ces forages, les transmissivités identifiées sur les essais de pompage réalisés sont plus fortes mais restent comprises dans la gamme identifiée sur la zone.

Plus éloigné, situé dans les lignes de puits de Crépieux, l'essai réalisé sur le puits 0803 donne une transmissivité presque quatre fois plus importante que le maximum identifié dans la zone des forages (tab.10). La zone autour du puits 0803 est très productive.

Ouvrages	Débit de pompage [m ³ /h] ($\pm 10 \text{ m}^3/\text{h}$)	Durée de l'essai	Transmissivité $\cdot 10^{-2}$ [m ² /s]	Conductivité hydraulique à saturation [m/s]
0906-1	290	24 h	11.2 – 15.0	$0.75 \cdot 10^{-2} - 1.0 \cdot 10^{-2}$
0904-1	300	6 h	15.6 – 18.4	$1.1 \cdot 10^{-2} - 1.3 \cdot 10^{-2}$
0803	285	6 h	51.2 – 63.0	$4.0 \cdot 10^{-2} - 4.9 \cdot 10^{-2}$

Tableau 10 : Bilan des essais de pompage interprétés avec la méthode de Theis

3.2.2.3. Essais de pompage sur le forage dédié à l'expérimentation

Afin de s'affranchir au maximum des interférences avec les puits et les forages actifs du champ captant, ainsi que de disposer d'un ouvrage neuf dont les caractéristiques soient bien connues, il a été décidé d'implanter un forage dédié à l'expérimentation (Fexp1) dans une zone éloignée des ouvrages d'exploitation actuels (fig.55). Le forage (Fexp1) est implanté entre le bassin d'infiltration 5.2 et le Vieux-Rhône (fig.56). Il est creusé jusqu'au substratum et crépiné sur la totalité de la partie saturée de l'aquifère. Afin de contrôler le rabattement lors de l'essai de pompage, une série de 12 piézomètres crépinés sur la totalité de la partie saturée de l'aquifère sont implantés en forme de « Y » autour du forage. La répartition des piézomètres permet de tester une éventuelle anisotropie de la conductivité hydraulique à saturation de la nappe. En plus, dans ce dispositif, des piézomètres en flûte de pan sont implantés sur les berges du Vieux-Rhône et au pied de la digue du bassin 5.2.

Afin de déterminer les pertes de charge non linéaires (rabattement additionnel dans l'ouvrage) et linéaires (rabattement lié à l'aquifère) du forage Fexp1, un essai de pompage par paliers de débit a été réalisé. Pour un débit de $183 \text{ m}^3/\text{h}$ qui est le débit de pompage des essais de courte et moyenne durées, le rabattement total dans le puits est de 0.35 m (résultats disponibles en annexe 11). La perte de charge non linéaire est de 0.08 m et la perte de charge linéaire est de 0.27 m . Les pertes de charge liées aux caractéristiques du forage représentent toutefois plus de 20 % du rabattement total à ce débit ce qui n'est pas négligeable.

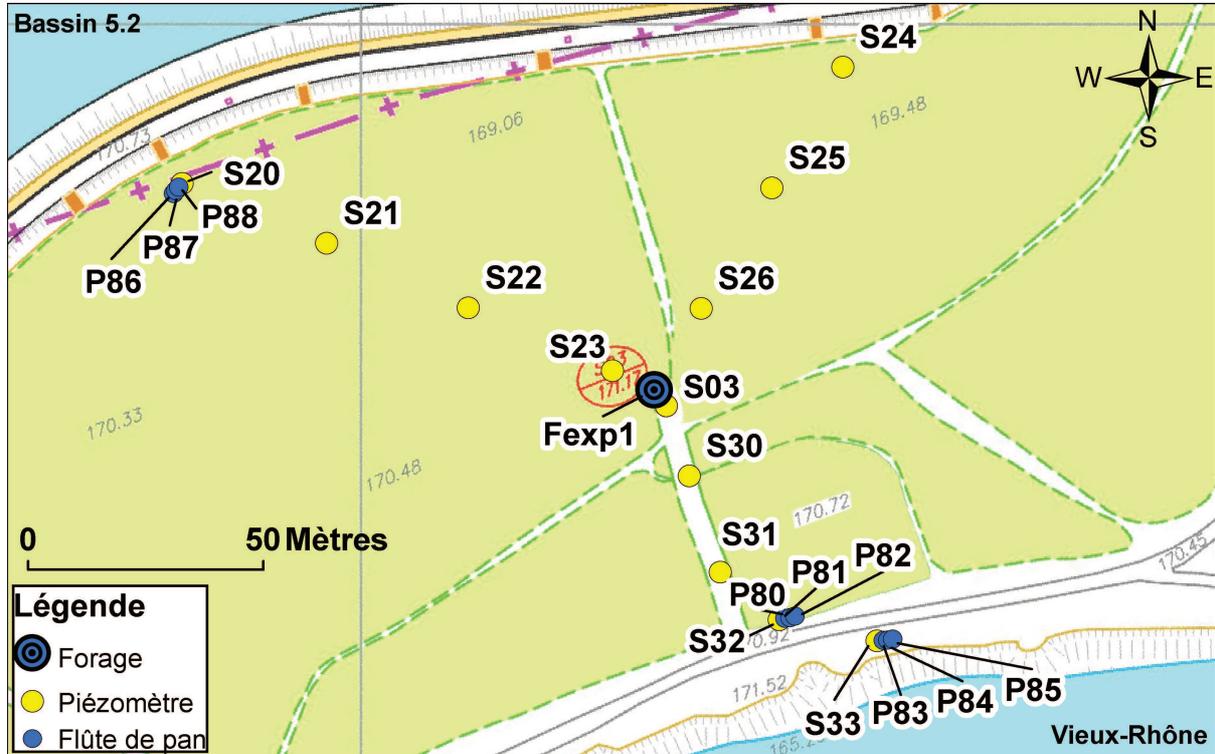


Figure 56 : Carte de l'ensemble du dispositif dédié à l'expérimentation

◆ Observations sur les piézomètres crépinés sur la totalité de l'aquifère

Au total, trois essais de pompage de courte et moyenne durée sont réalisés dans le forage Fexp1 à débit constant : $183 \text{ m}^3/\text{h}$. Ces essais sont conduits successivement en laissant la nappe se relaxer entre chaque essai. Afin de considérer les événements qui peuvent participer à des variations du niveau de la nappe autres que celles dues au pompage, il convient de replacer les trois essais dans le contexte hydrologique où ils ont été conduits (fig.57) :

- L'essai de pompage no 1 est conduit alors que les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 situés à proximité du dispositif expérimental sont en phase de vidange. Dans le même temps, une crue a lieu dans les cours d'eau, ceci est observable avec l'élévation du niveau du Vieux-Rhône autour du 23/05. Les rabattements de la nappe mesurés lors de l'essai de pompage peuvent être perturbés par la vidange des bassins qui conduit à une baisse du niveau de la nappe et par la crue qui conduit à une augmentation générale des niveaux de la nappe. Le piézomètre S03 situé le plus près du forage Fexp1 indique une remontée générale du niveau de la nappe, il est principalement influencé par la crue.

- L'essai de pompage no 2 est conduit lors de la phase de décrue du Vieux-Rhône. Pendant cet essai, les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 sont presque vides. Le niveau de la nappe mesuré au piézomètre S03 décroît, concomitant avec la baisse de niveau des cours d'eau. Le rabattement mesuré sur les ouvrages doit être analysé avec précaution car l'abaissement du niveau de la nappe va fortement influencer la mesure.

- L'essai de pompage no 3 est conduit alors que le niveau du Vieux-Rhône est stable. Le bassin d'infiltration 5.2 est vide et le bassin 5.1 est plein. Le niveau piézométrique mesuré sur S03 est peu variant, avant et après l'essai, comparativement aux variations du niveau de la nappe dans les essais 1 et 2.

Les caractéristiques des essais de pompage réalisés sont consignées dans le tableau ci-dessous :

Essai de pompage	Date	Durée de l'essai	Débit de pompage [m ³ /h] (± 5 m ³ /h)	Épaisseur saturée de l'aquifère [m]
No 1	22/05/2012 au 23/05/2012	27 h	183	10.5
No 2	24/05/2012 au 25/05/2012	27 h	183	10.5
No 3	29/05/2012	7 h	183	10

Tableau 11 : Récapitulatif des caractéristiques des 3 essais de pompage

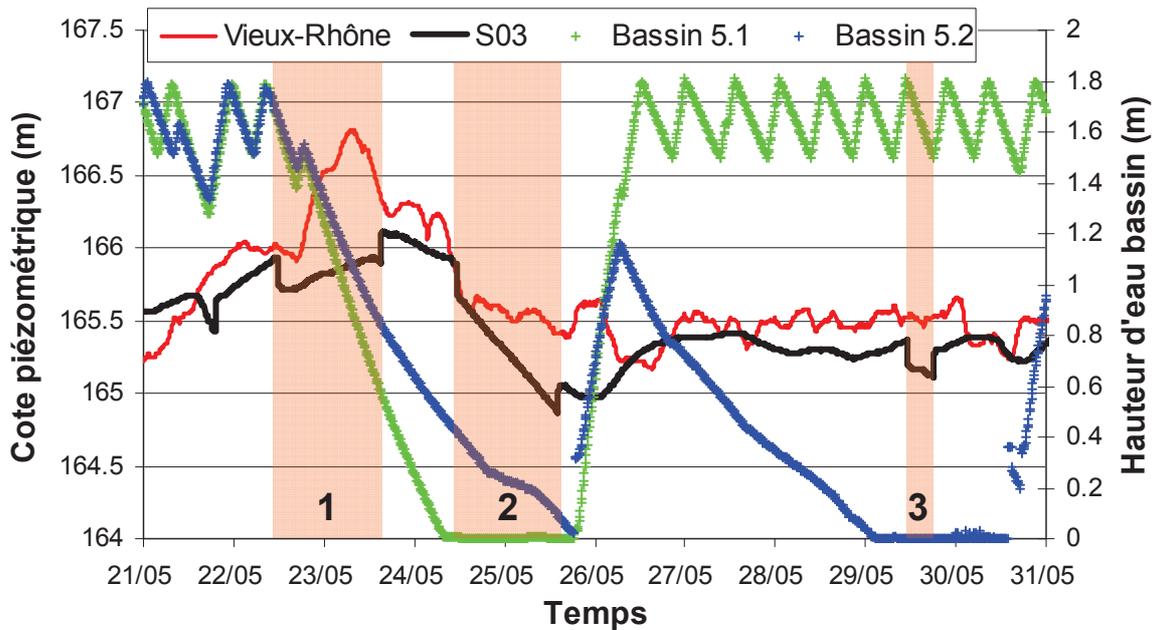


Figure 57 : Contextes hydrologiques des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2, du Vieux-Rhône, et piézométrie de la nappe à S03 lors des essais de pompage no 1, 2 et 3 (Phases d'essai indiquées en rose)



Figure 58 : Vue du dispositif d'essai de pompage dans Fexp1 sur le terrain

Le débit de pompage étant le même pour les trois essais, et l'épaisseur saturée de l'aquifère sensiblement comparable (entre 10 m et 10.5 m), les évolutions du rabattement mesurées sur le piézomètre S23 situé à 10 m du forage sont superposables (fig.59). Avant 10 s, les rabattements observés sur les trois essais ne seront pas comparés : ils dépendent fortement du démarrage de la

pompe et de la mise en charge de la conduite de refoulement. Entre 10 s et 2000 s l'évolution du rabattement est presque identique pour les trois essais. Au-delà de 2000 s, les courbes tendent à diverger, ceci à cause des effets non liés au pompage.

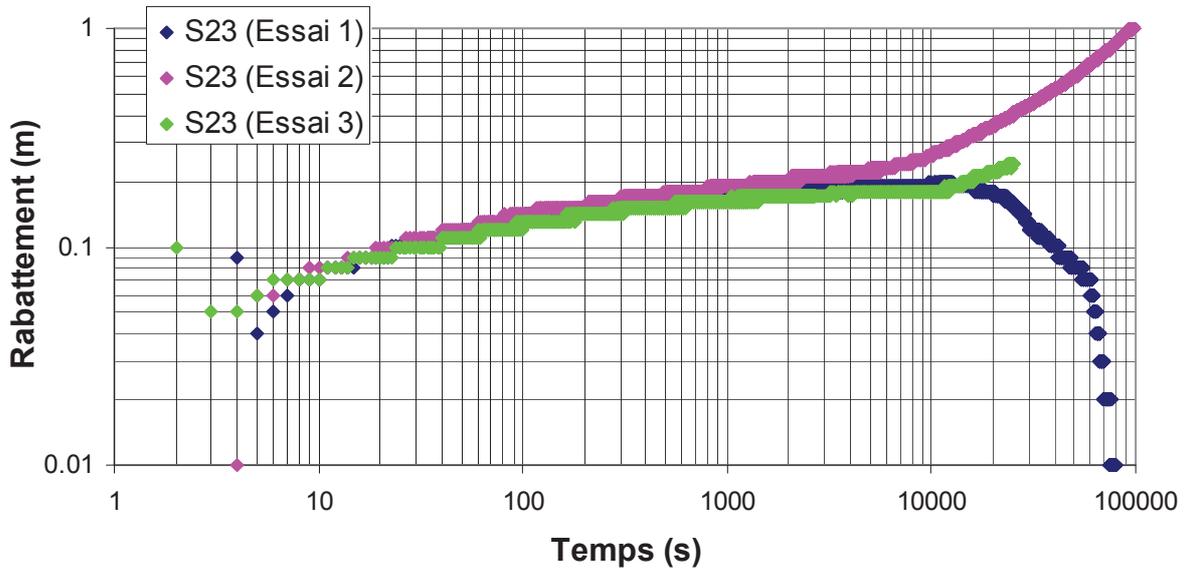


Figure 59 : Evolution du rabattement lors des essais de pompage 1, 2 et 3 sur le piézomètre S23

Pour les trois essais, le rabattement est sensiblement comparable entre 10 s et 2000 s (10000 s pour les essais no 1 et 3). Seules les observations réalisées sur l'essai no 1 sont utilisées pour l'interprétation. La forme de la courbe d'évolution du rabattement est comparable à une courbe de Theis entre 100 s et 10000 s. Les variations de la nappe se faisant sentir après 2000 s, le calage du rabattement sur la courbe théorique de Theis est effectué entre 100 s et 2000 s. L'exemple présenté ici correspond au calage de la courbe de rabattement pour le piézomètre S23 (fig.60). Après 1000 s, le rabattement calculé par Theis devient plus fort que le rabattement observé, ceci étant lié à la tendance générale de la nappe à remonter, ce qui compense progressivement le rabattement. A la fin de l'essai de pompage le rabattement est nul avant l'arrêt de la pompe ce qui montre bien la remontée des niveaux de la nappe durant le pompage. Le calage des autres piézomètres d'observation avec la méthode de Theis est disponible à l'annexe 12.

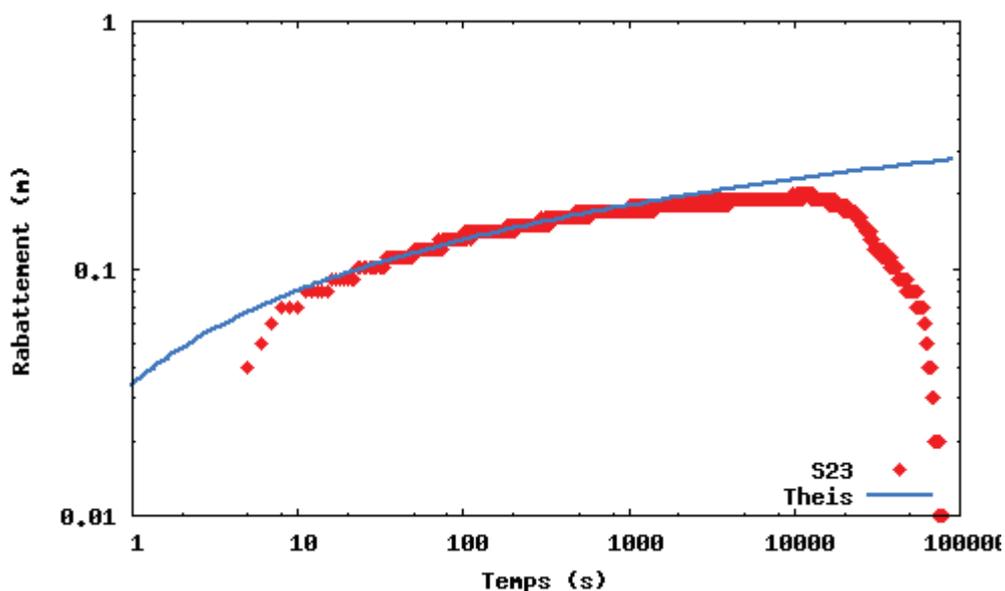


Figure 60 : Calage du rabattement mesuré dans le piézomètre S23 avec le rabattement théorique calculé par la méthode de Theis

Compte tenu de la transmissivité élevée de la nappe et des autres phénomènes qui perturbent les essais, l'interprétation des essais de pompage sur des rabattements inférieurs à 10 cm n'est pas envisageable. De ce fait, les piézomètres situés à plus de 50 m du forage ne sont pas utilisés pour les interprétations.

Les résultats des interprétations donnent une gamme de transmissivité comprise entre $T = 17.8.10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et $T = 21.10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ (tab.12). Ces valeurs sont très proches de celles identifiées lors des essais de pompage sur les forages 0906-1 et 0904-1. La méthode de Hantush (1966) pour rechercher l'anisotropie de la conductivité hydraulique à saturation a été testée lors de l'essai de pompage : celle-ci n'a pas pu être mise en évidence.

Ouvrages	Distance au forage [m]	Transmissivité $\cdot 10^{-2} [\text{m}^2/\text{s}]$	Conductivité hydraulique à saturation [m/s]
S03	4.3	18.9	$1.8.10^{-2}$
S23	10	18.9	$1.8.10^{-2}$
S30	20	19.9	$1.9.10^{-2}$
S26	20	19.9	$1.9.10^{-2}$
S22	43	17.8	$1.7.10^{-2}$
S31	41	19.9	$1.9.10^{-2}$
S25	50	21.0	$2.0.10^{-2}$

Tableau 12 : Résultats des interprétations de l'essai de pompage no 1 avec la méthode de Theis

◆ Observations sur les piézomètres en flûtes de pan

Les piézomètres en flûte de pan sont des ouvrages crépinés uniquement dans une épaisseur très petite de l'aquifère. Ces ouvrages permettent de connaître la valeur du potentiel à un niveau donné dans la nappe. Chaque flûte de pan est composée de trois piézomètres, crépinés en haut, au milieu et au fond de l'aquifère. Couplé à chaque série de flûte de pan, un piézomètre complet (crépiné sur tout l'aquifère) est implanté pour comparer les valeurs des potentiels observés.

Au total, trois séries de flûtes de pan sont implantées dans le dispositif : deux séries placées sur les berges du Vieux-Rhône, et une série placée au pied de la digue du bassin 5.2. Ces ouvrages ont été implantés spécialement pour étudier les échanges nappe/rivière et les échanges bassin d'infiltration/nappe.

Dans ce travail, une nomenclature spécifique est utilisée pour nommer ces ouvrages. Celle-ci est présentée dans le tableau 13. Un exemple de ce dispositif est représenté à la figure 61, les deux autres dispositifs sont décrits à l'annexe 13 .

Localisation	Type de crépine	Nom	Appellation dans la thèse
Berge Vieux -Rhône (coté forêt)	Crépine partielle	P80	Berge forêt Haut
	Crépine partielle	P81	Berge forêt Milieu
	Crépine partielle	P82	Berge forêt Bas
	Crépine totale	S32	Berge forêt Total
Berge Vieux-Rhône	Crépine partielle	P83	Berge Haut
	Crépine partielle	P84	Berge Milieu
	Crépine partielle	P85	Berge Bas
	Crépine totale	S33	Berge Total
Bassin 5.2	Crépine partielle	P86	Bassin Haut
	Crépine partielle	P87	Bassin Milieu
	Crépine partielle	P88	Bassin Bas
	Crépine totale	S20	Bassin Total

Tableau 13 : Nomenclature utilisée pour les piézomètres en flûte de pan

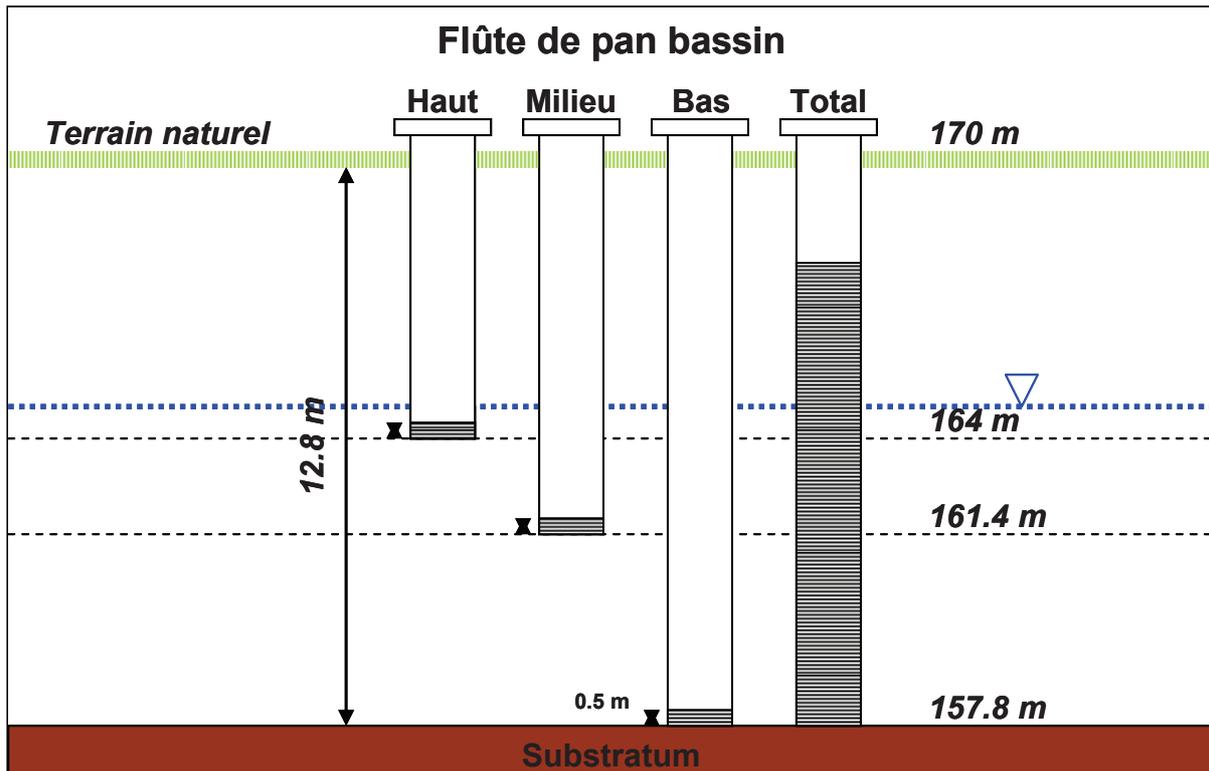


Figure 61 : Caractéristiques de la série en flûte de pan située à proximité du bassin d'infiltration

Lors de l'essai de pompage, ces ouvrages ont été suivis. Ils sont situés, par rapport au forage (Fexp1), à des distances de 110 m pour la série de flûte de pan Bassin, 56 m pour la série de flûte de pan Berge forêt et à 72 m pour la série de flûte de pan Berge. L'essai de pompage no 3 est celui qui présente, a priori, le moins de perturbations dues à des phénomènes externes sur la nappe. Il est possible de replacer sur un même graphique, le rabattement en fonction du temps de pompage pour les différents ouvrages d'une série de flûte de pan. Deux groupes de courbes sont tracées : celles correspondant à la série Berge forêt (fig.62) et celles correspondant à la série Bassin (fig.63). On considère que jusqu'à 10000 s l'ouvrage n'est pas influencé par des phénomènes extérieurs.

Ce que l'on peut remarquer sur les rabattements mesurés dans la série Berge forêt :

- Haut, Milieu et l'ouvrage crépiné sur la totalité de l'aquifère (Total) présentent un rabattement comparable, de l'ordre de 0.06 m.
- Le rabattement mesuré en bas de l'aquifère est inférieur aux autres rabattements mesurés (maximal de 0.02 m).

Ce que l'on peut remarquer sur les rabattements mesurés dans la série Bassin :

- Haut, Milieu et l'ouvrage crépiné sur la totalité de l'aquifère (Total) présentent un rabattement comparable, de l'ordre de 0.05 m.
- Les rabattements sont atteints plus rapidement dans l'ouvrage de mesure en bas de l'aquifère (Bas). Le rabattement est maximum, de l'ordre de 0.06 m.

Dans les deux séries observées, la réaction du rabattement en bas de l'aquifère est toujours différente des mesures effectuées à d'autres niveaux. Il est important de souligner ici qu'avec un simple piézomètre crépiné sur la totalité de l'aquifère, il aurait été impossible de découpler les phénomènes ayant lieu entre le haut, le milieu et le bas de l'aquifère.

Notons que le rabattement maximum observé dans les deux séries est le même, de l'ordre de 0.06 m. Pourtant, la série Berge forêt est placée deux fois plus près que la série Bassin par rapport au forage Fexp1 : on aurait pu s'attendre à un rabattement plus important sur la flûte de pan la plus proche. Or, ceci n'est pas le cas. On peut alors supposer que, soit il existe une anisotropie des caractéristiques physiques de l'aquifère en profondeur (pas détectable avec l'interprétation de pompage de type Hantush qui ne considère qu'une anisotropie latérale), soit le rabattement observé

sur la série Berge Forêt est influencé par une réalimentation provenant de la rivière compensant ainsi le rabattement.

En ce qui concerne les variations du rabattement mesurées entre le haut et le bas de l'aquifère, une hypothèse est de considérer la stratification de l'aquifère en différentes couches plus ou moins perméables. Au niveau de la série Berge forêt, le rabattement mesuré en bas de l'aquifère est plus faible qu'en haut. Il est possible qu'à cet endroit une couche de plus forte conductivité hydraulique soit présente. Mais, l'observation du profil géologique des forages n'a pas permis d'identifier clairement des différences lithologiques marquées entre les horizons supérieurs et ceux du fond de l'aquifère dans la berge du Vieux-Rhône.

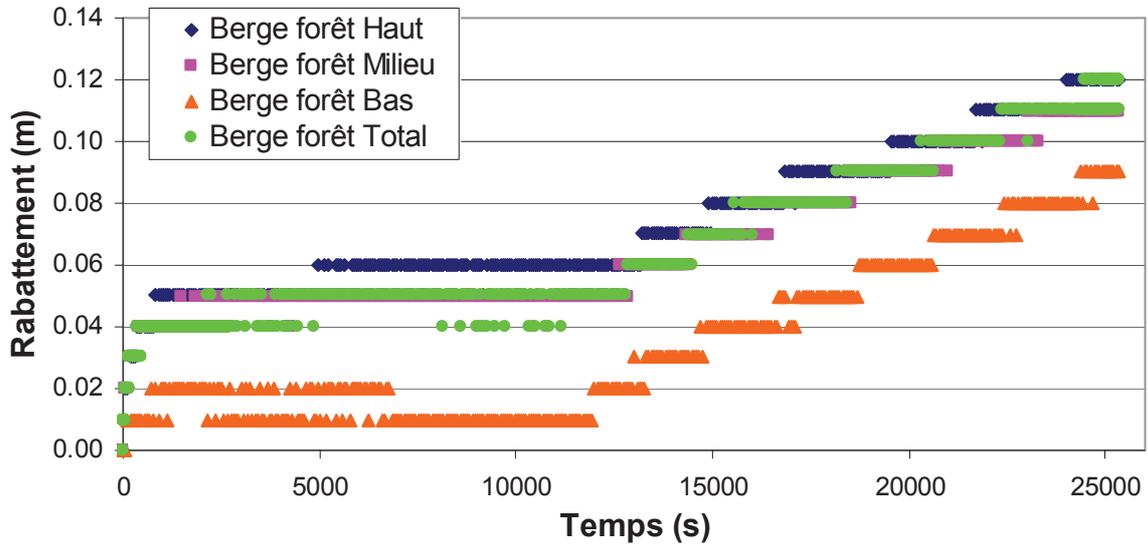


Figure 62 : Rabattements observés dans la flûte de pan Berge Forêt

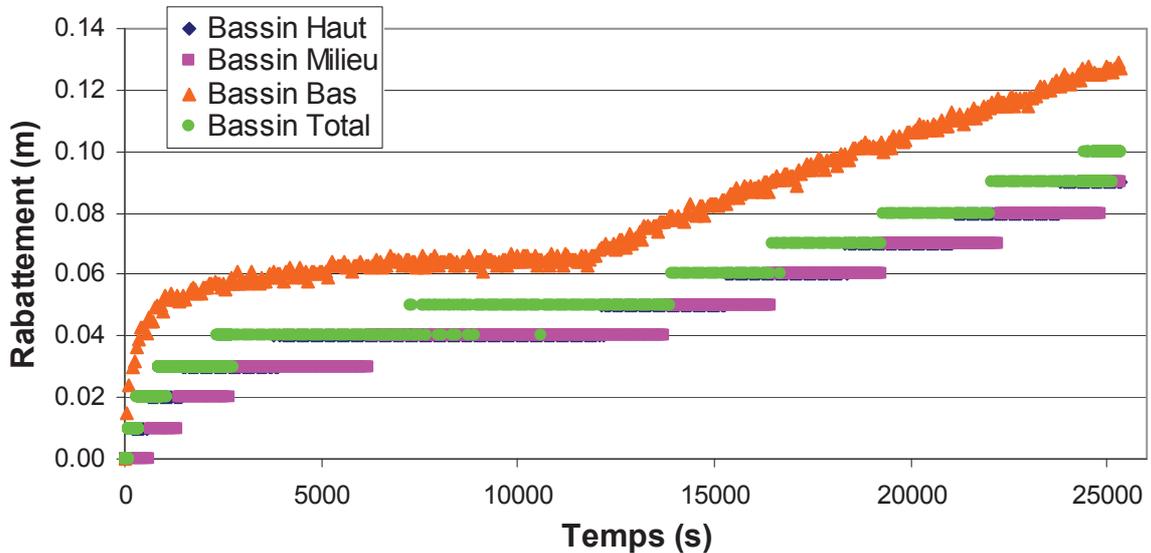


Figure 63 : Rabattements observés dans la flûte de pan Bassin

3.3. Conclusions et discussion

Pour bâtir un modèle de simulation des écoulements en ZNS et en ZS, on doit caractériser le sol et la nappe avec deux objectifs :

- Améliorer la connaissance de la présence et de la géométrie des strates en simplifiant le plus possible tout en restant représentatif du fonctionnement.
- Chiffrer les paramètres hydrodynamiques correspondants à ces strates.

Avec des observations et des analyses réalisées dans des fosses creusées dans le fond du bassin 3.1, trois couches ont été identifiées :

- Couche A : sable calibré, bien identifiée dans le fond du bassin.
- Couche B : elle est moins perméable que le sable calibré, l'épaisseur de cette couche varie entre 0.4 m et 1 m. Cette couche est complexe car constituée d'un mélange de limons, sables et graviers. Elle est assimilée dans ce travail à une couche homogène isotrope.
- Couche C : elle est très graveleuse et beaucoup plus perméable que la couche B sus-jacente. Cette couche contient la nappe et une partie de la ZNS (zone de battement de la nappe).

Les paramètres hydrodynamiques des couches A et B ont été identifiés par des essais d'infiltration sous anneaux, avec une bonne cohérence des valeurs estimées entre les essais. Pour la nappe, des essais de pompage permettent d'identifier les conductivités hydrauliques à saturation de la couche C de manière robuste. Le bilan des paramètres estimés est consigné dans le tableau ci-dessous (tab.14).

	K_s [m/s]	θ_r [m ³ .m ⁻³]	θ_s [m ³ .m ⁻³]	α [m ⁻¹]	n [-]
Couche A	$3.5.10^{-5} - 3.5.10^{-4}$	0	0.35	2	2
Couche B	1.10^{-5}	0	0.20	2	2.4
Couche C	$7.5.10^{-3} - 4.9.10^{-2}$	-	-	-	-

Tableau 14 : Bilan des paramètres hydrodynamiques issus des expérimentations

L'utilisation de piézomètres en flûte de pan et leur suivi lors des essais de pompage conduisent à postuler l'existence de stratifications dans la nappe. On devra approfondir ce point dans la suite du travail.

Les identifications et calculs réalisés dans ce chapitre serviront de base aux calculs ultérieurs pour :

- la focalisation des calculs sur le paramètre K_s .
- l'initialisation des phases de calage.
- la faible sensibilité aux paramètres α et n , ce qui permet des choix facilitant la résolution numérique.
- la possibilité de contraindre les choix pour $\Delta\theta = \theta_s - \theta_r$, dont on verra que c'est également un paramètre « sensible » à prendre en considération.

Chapitre 4

Approche méthodologique sur un bassin pilote

4.1. Expérience sur site : essai d'infiltration à l'échelle d'un bassin	109
4.1.1. Le bassin d'infiltration 3.1 dans son environnement	109
4.1.2. Essai d'infiltration.....	110
4.1.3. Résultats des mesures.....	112
4.1.3.1. Vitesse d'infiltration dans le bassin	112
4.1.3.2. Remontée de la nappe.....	112
4.2. Utilisation de l'outil numérique de simulation	113
4.2.1. Approche bidimensionnelle	113
4.2.1.1. Conception et géométrie	113
4.2.1.2. Paramètres du modèle.....	114
4.2.1.3. Conditions aux limites et conditions initiales.....	114
4.2.1.4. Calages et résultats	116
4.2.1.5. Discussion	117
4.2.2. Approche tridimensionnelle.....	119
4.2.2.1. Conception et géométrie	119
4.2.2.2. Paramètres du modèle.....	120
4.2.2.3. Conditions aux limites et conditions initiales.....	120
4.2.2.4. Calages et résultats	122
4.3. Discussion des résultats	125
4.3.1. Remontée de la nappe et conductivité hydraulique à saturation	125
4.3.2. Remontée de la nappe et $\Delta\theta$	125
4.3.3. Remontée de la nappe et conditions aux limites.....	127
4.3.4. Remontée de la nappe et maintien d'une ZNS	128
4.4. Comparaison des échelles d'observation	130
4.5. Conclusions et discussion	131

Chapitre 4

Approche méthodologique sur un bassin pilote

Dans ce chapitre, on étudie l'infiltration dans la ZNS sous les bassins et son influence sur la remontée de la surface libre de l'aquifère. Une approche méthodologique est développée sur le bassin d'infiltration 3.1, considéré comme bassin pilote. Cette méthodologie s'appuie sur les observations et les expérimentations décrites dans le chapitre précédent.

De plus, plusieurs cycles d'infiltrations ont été suivis à l'échelle du bassin entier ; intégrant son environnement avec notamment la prise en compte des conditions aux limites : rivières et puits de pompage.

4.1. Expérience sur site : essai d'infiltration à l'échelle d'un bassin

4.1.1. Le bassin d'infiltration 3.1 dans son environnement

Le bassin d'infiltration 3.1 est situé sur l'île de Crépieux, bordée par le canal de Miribel et le Vieux-Rhône (fig.64). Il fait partie d'une série de bassins, alignés et parallèles aux lignes de puits de pompage qui sont situés à une distance de l'ordre de 100 m. Hors fonctionnement des bassins, les lignes de courant en provenance de l'aire d'alimentation que forme le canal de Miribel se dirigent vers les puits AEP qui constituent localement l'exutoire de la nappe.

Dans la conception initiale, les bassins ont été dimensionnés pour remonter le niveau de la surface libre de l'aquifère au-dessus de celui du canal de Miribel de manière à inverser les flux entre le canal et le bassin. Ainsi, le captage AEP serait protégé en cas de pollution issue du cours d'eau.

Le bassin 3.1 fait partie de la première tranche de bassins mis en place sur le champ captant. De forme rectangulaire, la surface de fond disponible à l'infiltration est d'environ 10000 m². Au moment de l'essai d'infiltration, la couche de sable calibré située en surface a été décolmatée un an auparavant.

Trois piézomètres crépinés sur toute la hauteur de l'aquifère jusqu'au substratum sont présents à proximité du bassin d'infiltration : B01, B04 et M03 (fig.64).

- B01 : il sert de contrôle de la remontée de la nappe lors du fonctionnement du bassin d'infiltration. Si la différence entre la cote de fond de bassin et le niveau d'eau dans le piézomètre est inférieure à 2 m, alors l'alimentation du bassin est arrêtée. Ce piézomètre est situé sur la digue qui sépare le bassin 3.1 et le bassin 3.2.
- B04 : il est implanté dans la digue du bassin.
- M03 : il est implanté à 80 m du bassin d'infiltration à proximité des puits de pompage.

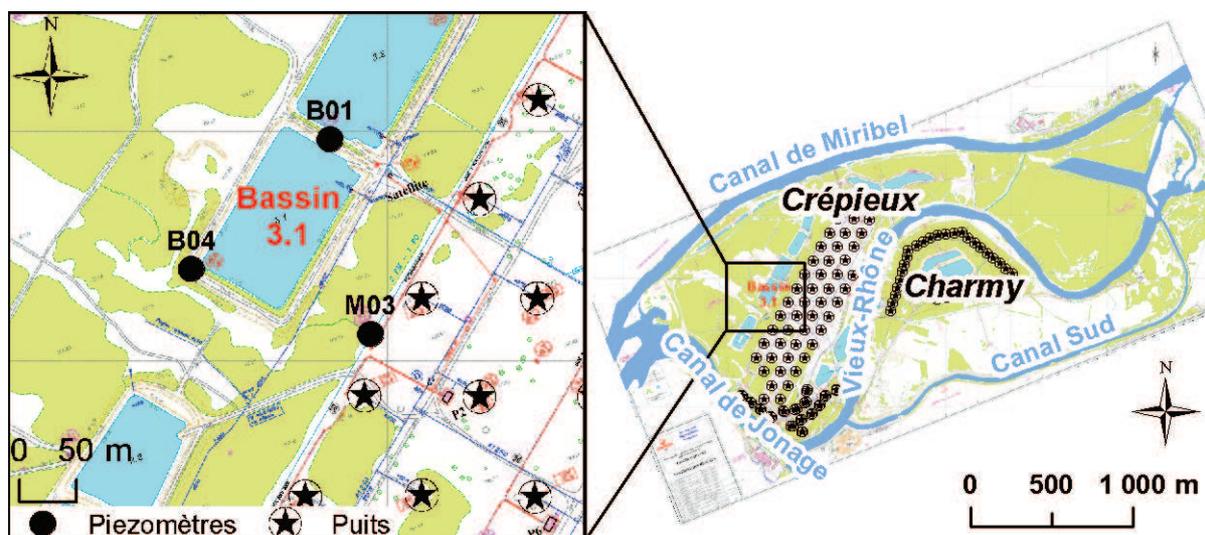


Figure 64 : Localisation du bassin d'infiltration 3.1 dans le champ captant, avec un agrandissement sur son environnement proche

4.1.2. Essai d'infiltration

Le bassin d'infiltration 3.1 dispose d'une instrumentation dans le cadre de l'exploitation (tab.15). Pour cette expérience, un capteur de niveau et de température est mis en place dans le piézomètre B04.

	Ouvrage	Type de mesure	Pas de temps d'acquisition
Bassin	Bassin 3.1	Hauteur d'eau	10 minutes
		Débit d'alimentation	1 minute
Nappe	B01	Niveau	10 minutes
	M03	Niveau et température	
	B04	Niveau et température	1 minute

Tableau 15 : Instrumentation pour l'essai d'infiltration

L'expérience comporte une série de 6 cycles d'infiltration, notés de 1 à 6, réalisés durant une période de 10.25 jours pendant l'été 2011 (fig.65). Un cycle est composé d'une phase de remplissage et d'une phase de vidange. Lors de la phase de remplissage, le débit d'alimentation permet de remplir le bassin et de faire monter la hauteur d'eau. Lorsque la hauteur d'eau voulue est atteinte, le débit d'alimentation est arrêté, commence alors la phase de vidange. Lors de cette phase, le niveau d'eau dans le bassin descend jusqu'à une cote prédéterminée, et, si l'alimentation n'est pas remise en route, il se vide complètement.

Le débit d'alimentation dans le bassin est resté constant durant les périodes d'alimentation de l'essai, maintenu à 1750 m³/h (\pm 5%) (fig.65). Le bassin se remplit dans la mesure où le débit d'alimentation est supérieur au débit d'infiltration. Durant les 6 cycles réalisés, le bassin a toujours été maintenu en eau.

Avant cet essai d'infiltration, le bassin est resté sec pendant une période d'un mois, pour mener à bien les autres expérimentations réalisées précédemment : Beerkan et grands anneaux. Dans le contexte de l'exploitation, il est fréquent que les bassins soient secs, du fait des contraintes de fonctionnement imposées (qualité chimique de l'eau, fonctionnement de la station d'analyse, remontée de la nappe).

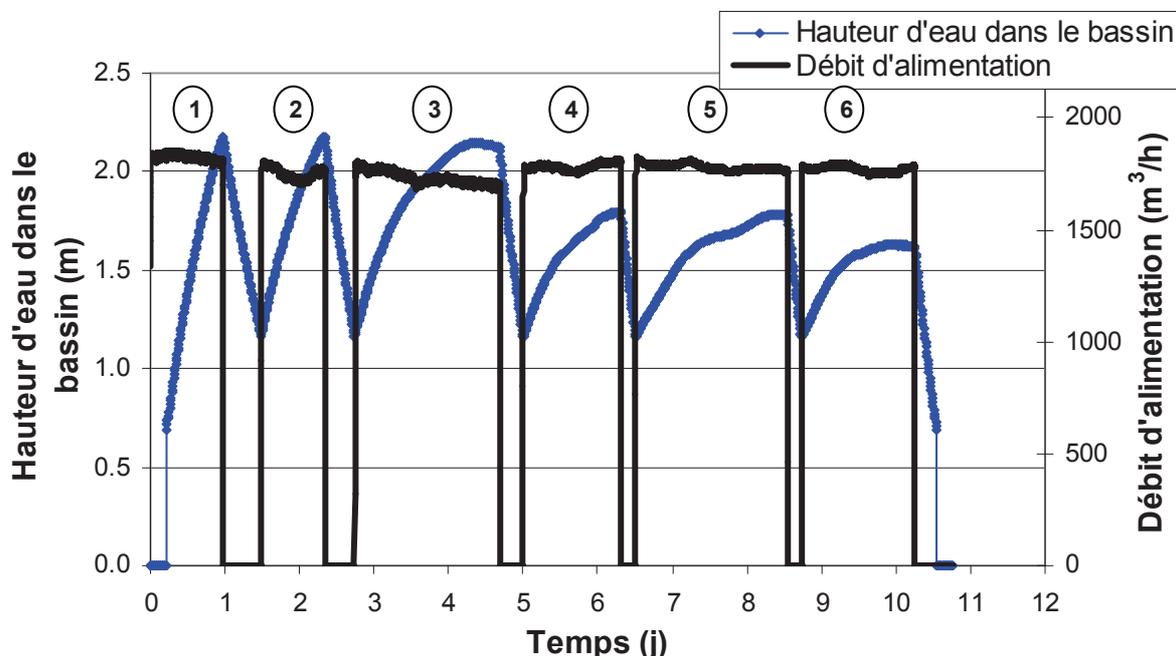


Figure 65 : Evolution de la hauteur d'eau et du débit d'alimentation dans le bassin lors de l'essai d'infiltration réalisé dans le bassin 3.1 (été 2011)

Le protocole mis en œuvre impose une hauteur d'eau maximale de 2.17 m et minimale de 1.17 m dans le bassin pour permettre une phase de vidange d'amplitude maximale de 1 m pour chaque cycle.

Pour les cycles 1, 2 et 3, la hauteur d'eau maximale et minimale observée dans le bassin est atteinte (fig.65). Au cours des cycles 4, 5 et 6, le débit d'alimentation est stoppé avant d'atteindre la hauteur d'eau maximale fixée. Notons que la hauteur d'eau minimale imposée de 1.17 m est toujours respectée pour les 6 cycles réalisés.

Avant l'essai d'infiltration, la piézométrie initiale de la nappe, hors fonctionnement des bassins est élaborée à partir de mesures sur des piézomètres d'observations disponibles (fig.66). Le cône de rabattement est localisé autour des lignes de puits sur l'île de Crépieux, à proximité du bassin 3.1. La cote piézométrique observée au cœur du cône de rabattement se situe autour de 162.5 m. Cette piézométrie varie en fonction du nombre et de la localisation des ouvrages de pompage actifs. Pour les besoins de la production AEP, permanente sur le site, aucune contrainte n'a été imposée sur les puits de pompage lors de la réalisation de l'essai d'infiltration. Il n'y a pas de contrôle individuel des puits en fonctionnement ni des débits prélevés dans le cadre de cet essai.

L'eau provenant du canal de Miribel et du Vieux-Rhône se dirige directement vers les puits de pompage actifs. La cote d'eau mesurée dans le canal de Miribel (165.65 m) est supérieure à celle mesurée au niveau du Vieux-Rhône (164.82 m). Sur la carte piézométrique (fig.66), on constate que la cote d'eau mesurée dans canal de Miribel, est comparable à la cote de la nappe à proximité. Au niveau du Vieux-Rhône, la cote piézométrique observée est comprise entre 163 m et 163.5 m, valeur inférieure à la cote du Vieux-Rhône. De ce fait, au niveau du Vieux-Rhône, pour cette partie du champ captant, on ne peut pas assimiler la cote de la rivière à la cote piézométrique dans la nappe.

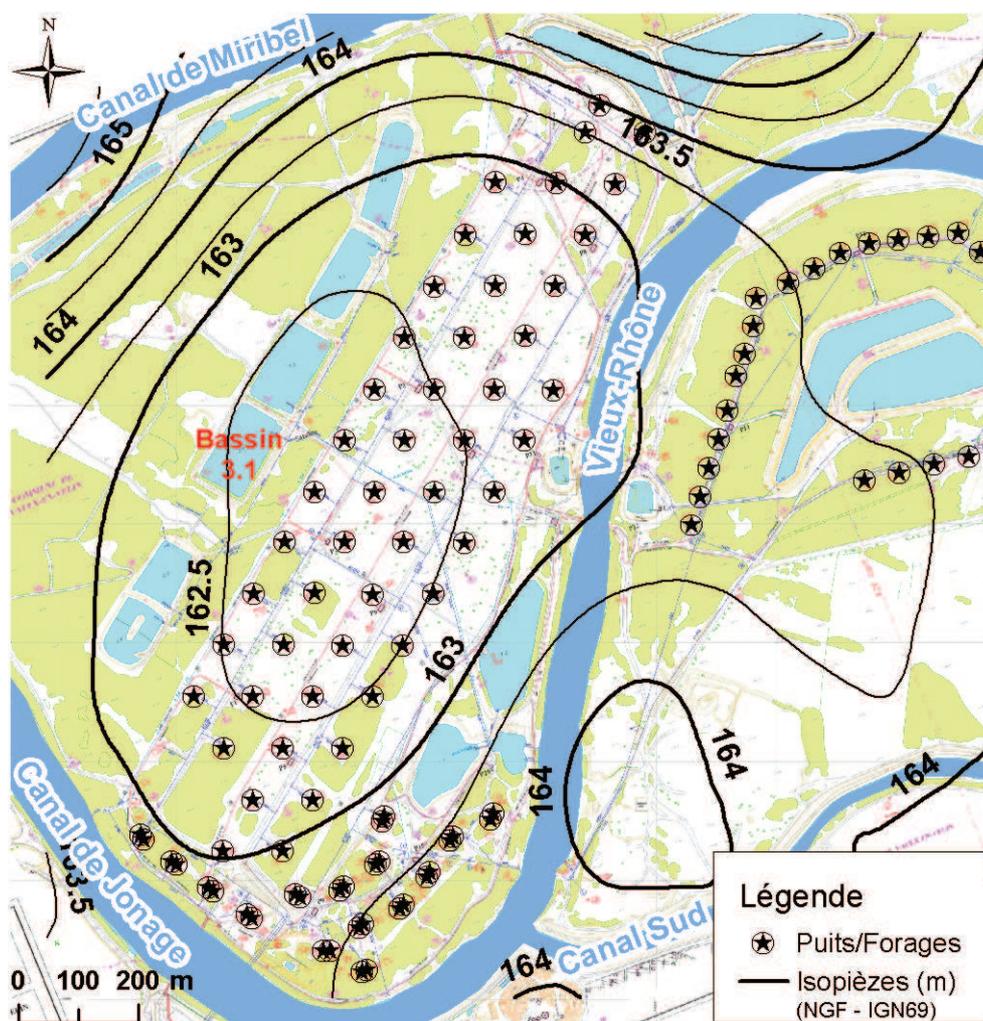


Figure 66 : Carte piézométrique de l'état initial de la nappe avant essai

4.1.3. Résultats des mesures

4.1.3.1. Vitesse d'infiltration dans le bassin

La vitesse d'infiltration de l'eau dans le bassin est calculée, en mode opérationnel, suivant une loi linéaire du temps de tarissement, relevé entre la hauteur d'eau maximale et minimale atteinte pour chaque phase de vidange. En réalité, la décroissance de la vitesse d'infiltration est exponentielle mais l'approximation linéaire est considérée ici comme satisfaisante.

La vitesse d'infiltration calculée sur les 6 phases de vidange durant l'essai, en utilisant une loi linéaire, augmente de 1.95 m/j jusqu'à un maximum de 3.48 m/j (fig.67). Après 6 jours de mise en eau du bassin (4^e cycle), la vitesse d'infiltration tend à se stabiliser entre 3.25 m/j et 3.48 m/j jusqu'à la fin de l'essai.

La hauteur d'eau maximale dans le bassin n'a pas pu être atteinte pour les cycles 4, 5 et 6 ; à cause de l'évolution de la vitesse d'infiltration durant l'essai. Le débit d'infiltration pour ces cycles est si élevé que le débit d'alimentation de l'ouvrage n'est pas suffisant pour atteindre la hauteur d'eau imposée dans le bassin.

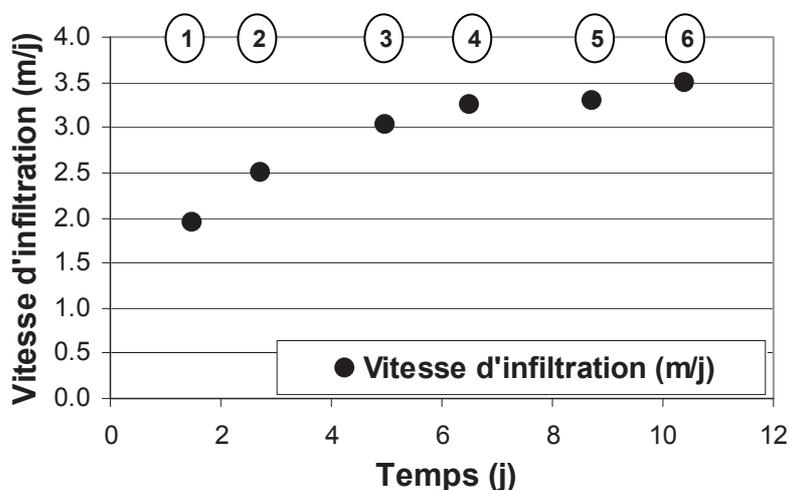


Figure 67 : Evolution de la vitesse d'infiltration dans le bassin 3.1

4.1.3.2. Remontée de la nappe

La remontée de la nappe est calculée en régime transitoire à partir de la cote piézométrique initiale, mesurée juste avant le début de la recharge.

Lors de la remontée de la nappe, le niveau d'eau observé sur les piézomètres B01, B04 et M03 augmente en fonction du temps de mise en eau du bassin (fig.68). Cette remontée est bruitée par des fluctuations qui sont dues au régime de pompage que l'on ne contrôle pas sur le champ captant durant le temps de l'essai. A cause de ces fluctuations, il est difficile de déterminer précisément l'instant initial où le niveau de la nappe commence à remonter, influencé par le bassin. Dans le but d'estimer au mieux l'importance de cette remontée, le temps initial pris en compte est de 2 h 30 après le début de la mise en route de l'alimentation. Ce temps est choisi sur une chronique d'évolution générale des niveaux de la nappe, qui semblent évoluer d'une manière synchrone à partir de ce temps. Le choix de ce temps est d'importance car les niveaux de nappe fluctuent en permanence, et un biais pourrait être introduit dans le calcul de la remontée de la nappe.

La remontée de la nappe est continue durant la mise en eau du bassin. Lorsque l'alimentation du bassin est arrêtée au bout de 10.25 jours, le niveau d'eau décroît rapidement (fig.68). La remontée de la nappe observée est au maximum de 1.35 m dans le piézomètre B01, de 1.16 m pour B04 et de 1 m pour M03.

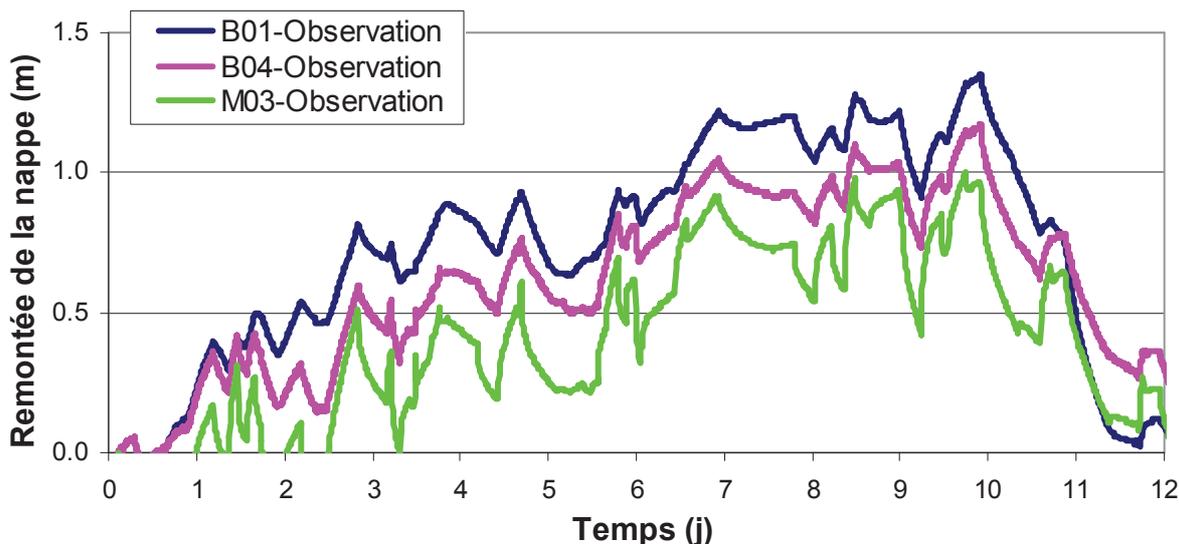


Figure 68 : Remontée de la nappe observée sur les piézomètres B01, B04 et M03

4.2. Utilisation de l'outil numérique de simulation

4.2.1. Approche bidimensionnelle

4.2.1.1. Conception et géométrie

La simulation des flux, en utilisant la technique des éléments finis, est mise en œuvre pour résoudre l'équation de Richards. Dans un premier temps, cette simulation est réalisée dans une géométrie bidimensionnelle avec le logiciel COMSOL Multiphysics®. Pour les infiltrations sous le bassin, une géométrie 2D permet de réduire significativement les temps de calcul, et elle est pertinente. Les courbes de rétention et de conductivité hydraulique sont calculées selon le modèle de van Genuchten (1980) avec la condition de Mualem (1976).

Dans cette modélisation on cherche, en reproduisant l'évolution des hauteurs d'eau dans le bassin, à identifier les caractéristiques physiques des lithologies sous le bassin. La remontée de la nappe simulée n'est pas totalement représentative de la réalité (effets 3D), mais cela n'affecte en rien l'analyse de l'infiltration sous le bassin, tant qu'elle respecte une amplitude de variation compatible avec ce qui est observé.

La géométrie du modèle correspond à une coupe verticale X-Y du bassin d'infiltration 3.1. Elle part de l'emplacement du canal de Miribel (X) et atteint la première ligne de puits de pompage en aval (Y) (fig.69). L'extension verticale du modèle est de 17.5 m, sauf sous le bassin où elle est de 14.5 m. La géométrie du modèle est organisée selon la lithologie des 3 couches (A, B, et C) identifiées sous le bassin 3.1 (cf. chapitre 3) :

- Couche A : sable calibré.

On fait l'hypothèse que la couche de sable est immédiatement saturée lors de la mise en eau du bassin. Cette approximation est valable sur la durée des 10.25 jours de mise en eau. Cette couche est imposée comme condition de transfert sur le fond du bassin.

- Couche B : limons/sables et graviers.

Les observations réalisées dans les fosses (cf. chapitre 3) ont permis d'identifier une épaisseur de cette couche sablo-graveleuse variant de 0.4 m à 1 m sur l'ensemble de la surface du bassin. Pour estimer la sensibilité à cette épaisseur, deux modèles géométriques différents sont réalisés pour chacune des deux épaisseurs extrêmes (0.4 m et 1 m).

- Couche C : graviers, cailloux et sables.

L'épaisseur de cette couche graveleuse est limitée en profondeur par la position du substratum de la nappe. Afin de conserver la même épaisseur totale du modèle, la position du toit de cette couche est fonction de l'épaisseur de la couche B. De ce fait, l'épaisseur de la couche C varie de 14.1

m à 13.5 m sous le bassin d'infiltration. A l'interface couche B / couche C, le maillage d'éléments finis est fortement raffiné.

4.2.1.2. Paramètres du modèle

Les valeurs des paramètres du modèle (tab.16) sont issues des résultats des expérimentations réalisées dans le chapitre 3.

- Couche A, la valeur de la conductivité hydraulique à saturation de cette couche est constante ($K_{SA} = 3.5.10^{-5}$ m/s), ce qui correspond à une valeur moyenne identifiée dans les essais d'infiltration (petits et grands anneaux) dans ce bassin.

- Couche B, elle est située directement sous le sable calibré et doit faire l'objet d'un calage. Cependant afin de diminuer le degré de liberté du calage, certains paramètres sont fixés ; la valeur de θ_s est égale à la porosité identifiée dans le chapitre 3. En l'absence de mesure, on attribue une valeur nulle à θ_r .

- Couche C, la valeur de K_{SC} (conductivité hydraulique à saturation de la couche C) a été identifiée lors des essais de pompage. La valeur de θ_s est fixée à la porosité totale de la nappe, et θ_r est fixée de sorte que $\Delta\theta = 0.15$.

Variables	Couche A	Couche B	Couche C
K_s [m/s]	$3.5.10^{-5}$	A caler	$2.0.10^{-2}$
θ_s [$m^3.m^{-3}$]	-	0.2	0.3
θ_r [$m^3.m^{-3}$]	-	0	0.15
$\Delta\theta$ [$m^3.m^{-3}$]	-	0.2	0.15
α [m^{-1}]	-	0.8	1.2
n [-]	-	1.8	2.5
Epaisseur e [m]	0.2	0.4 ou 1	14.1 ou 13.5

Tableau 16 : Paramètres d'entrée du modèle 2D

On a supposé chaque couche isotrope. Pour les couches A et B, les valeurs de α et n sont issues de la littérature, elles correspondent au type de lithologie de chaque couche.

4.2.1.3. Conditions aux limites et conditions initiales

◆ Conditions aux limites :

- La surface du terrain naturel correspond à une condition de flux nul car sur la durée de la simulation, on néglige la recharge par les précipitations et l'évapotranspiration. En profondeur, le substratum est également une condition de flux nul (fig.69).

- L'infiltration dans le bassin est calculée avec une condition de flux imposé (calculé en couplant le bilan de masse dans le bassin et le flux infiltré), variable dans le temps (fig.69). L'infiltration s'effectue uniquement à travers la surface du fond du bassin, les digues étant considérées comme imperméables dans cette approche. Cette hypothèse est en accord avec la conception des digues des bassins en remblais compactés.

Sur le terrain, la pente des digues des bassins est de 2/3. Afin de simplifier la géométrie, le bassin est modélisé sur un volume parallélépipédique. La surface horizontale constante A_b est égale à $143 \text{ m} \times 83 \text{ m} = 11869 \text{ m}^2$.

Les flux infiltrés dans le bassin $Q_{(in)}^*$ sont calculés avec le bilan de masse d'eau suivant :

$$\frac{\partial V_{wb}}{\partial t} = Q_{(in)} - Q_{(out)} \quad [93]$$

où $\partial V_{wb}/\partial t$ [m^3/j] est la variation du volume d'eau dans le bassin dans l'unité de temps, $Q_{(in)}$ [m^3/j] le débit d'eau alimenté imposé dans le bassin et $Q_{(out)}$ [m^3/j] le débit d'eau infiltré calculé à travers le fond du bassin.

Avec la surface constante A_b et la hauteur d'eau variable H_b , on obtient :

$$A_b \frac{\partial H_b}{\partial t} = Q_{(in)} - Q_{(out)} \quad [94]$$

où A_b [m²] est la surface du bassin et $\partial H_b / \partial t$ [m/j] la variation de la hauteur d'eau du bassin dans le temps t .

Par unité de longueur de bassin :

$$L_b \frac{\partial H_b}{\partial t} = Q^*_{(in)} - Q^*_{(out)} \quad [95]$$

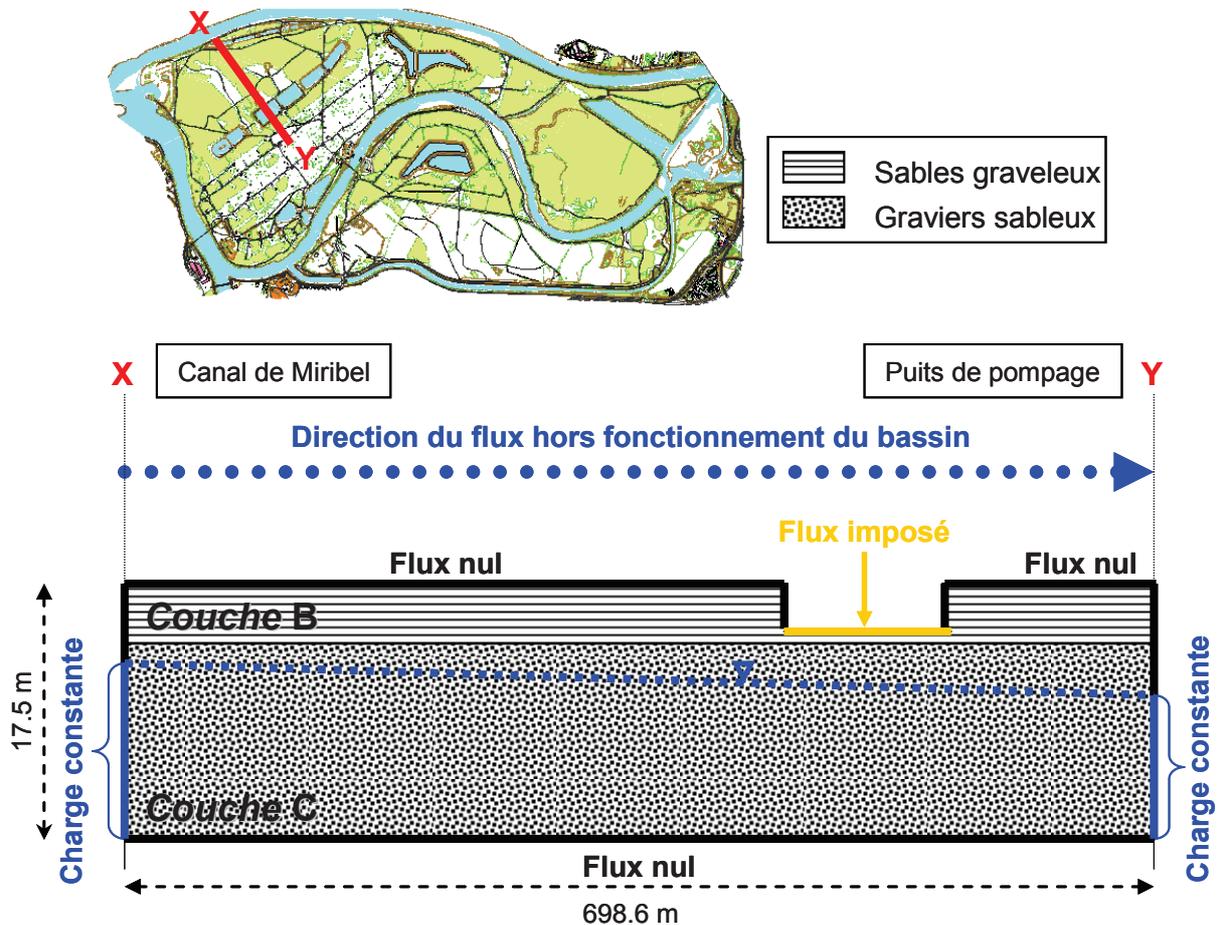
où L_b [m] est la largeur du bassin et Q^* le débit divisé par la longueur du bassin [m²/s].

$$Q^*_{(in)} = \int |v_b| dx \quad [96]$$

où v_b [m/j] est la composante verticale de la vitesse de l'eau qui s'infiltre, intégrée sur une ligne passant par le fond du bassin suivant l'axe horizontal.

- La couche A est prise en compte comme une condition de transfert constant. Le transfert est dépendant de la valeur de K_{SA} et de l'épaisseur de la couche (e). Pour une conductivité hydraulique à saturation $K_{SA} = 3.5 \cdot 10^{-5}$ m/s et une épaisseur $e = 0.2$ m, le coefficient de transfert ($\Phi = K_s / e$) correspondant est de $\Phi = 1.75 \cdot 10^{-4}$ s⁻¹.

- Dans la nappe, les limites latérales du modèle sont des conditions de charges imposées constantes (fig.69). A l'amont, la position du canal de Miribel correspond à la charge de la nappe à proximité des berges : 165.15 m. En aval, la position des puits correspond à la charge constante au niveau de la ligne des puits de pompage : 162.5 m.



◆ Conditions initiales :

Avant le début de l'essai d'infiltration, le bassin est sec. Dans la nappe, les charges imposées à la position du canal de Miribel et au puits sont constantes. La couche C étant homogène, le gradient de charge est fixé.

En fonction du niveau de la surface libre de la nappe, un profil vertical hydrostatique est calculé, pour obtenir une valeur de charge initiale sur l'ensemble des nœuds du modèle. Dans la ZNS, les teneurs en eau calculées initialement sous le bassin correspondent à un profil vertical d'équilibre hydrostatique.

4.2.1.4. Calages et résultats

La hauteur d'eau calculée dans le bassin est fonction des caractéristiques physiques de la couche de sable calibré (couche A) et de la couche sablo-graveleuse (couche B). La valeur de K_{sB} n'est pas connue : elle fait l'objet du calage dans cette modélisation.

La simulation utilise dans un premier temps une valeur initiale constante de $K_{sB\ initial} = 4.3.10^{-6}$ m/s. Dans ce cas, le modèle est calé sur les deux premiers cycles d'infiltration : la hauteur d'eau observée est correctement reproduite (fig.70). A partir du 3^e cycle de recharge et jusqu'à la fin de l'essai, la hauteur d'eau calculée avec cette valeur constante de la conductivité hydraulique est bien plus élevée que la hauteur observée. Une valeur de K_{sB} constante ne permet pas de représenter correctement les hauteurs d'eau observées dans le bassin.

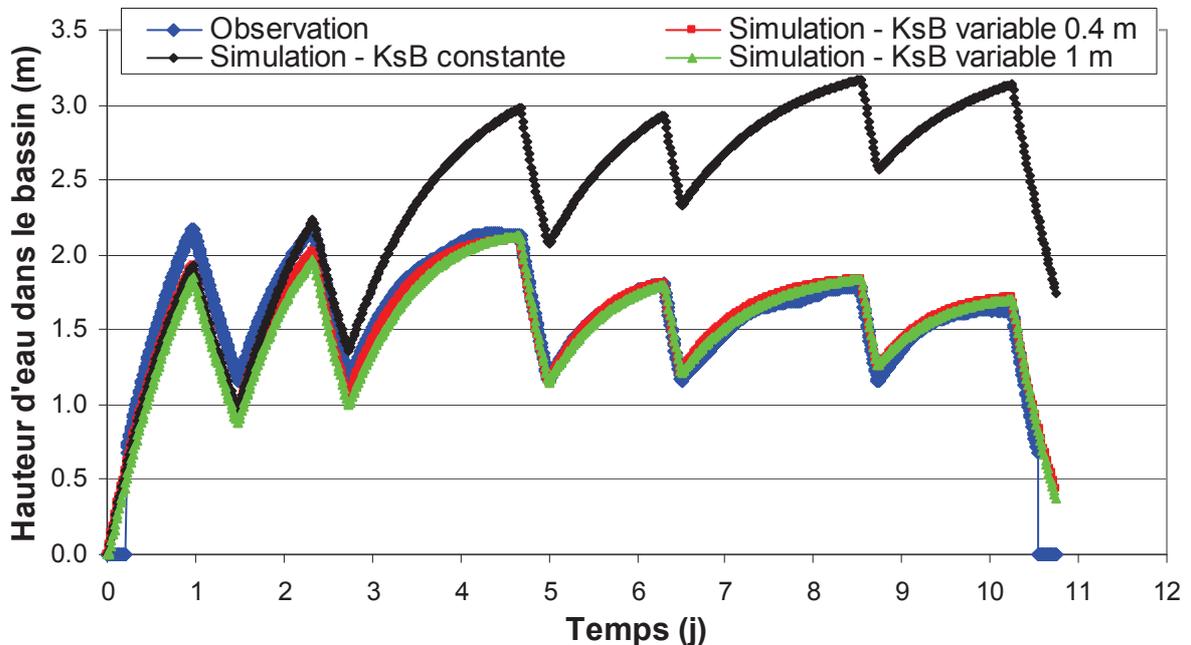


Figure 70 : Hauteurs d'eau expérimentales et calculées dans le bassin pour K_{sB} constante, et K_{sB} variable pour les deux épaisseurs de 0.4 m et 1 m de la couche B

Pour représenter correctement les hauteurs d'eau observées dans le bassin, la valeur de K_{sB} doit évoluer : il faut la corriger par un coefficient adimensionnel (fig.71), dont l'évolution est similaire à l'augmentation de la vitesse d'infiltration observée dans le temps.

$$K_{sB}(t) = K_{sB\ initial} \times f(t) \quad [97] \quad \text{et} \quad f(t) = \frac{IR(t)}{IR(0)} \quad [98]$$

où $K_{sB}(t)$ [m/s] est la conductivité hydraulique à saturation de la couche B au temps t , $K_{sB\ initial}$ [m/s] est la conductivité hydraulique à saturation de la couche B calculée sur le premier cycle de vidange, $f(t)$ [-] est l'évolution temporelle du coefficient adimensionnel de correction de la vitesse d'infiltration, égale au rapport de $IR(t)$ [m/j] la vitesse d'infiltration au temps t sur $IR(0)$ [m/j] la vitesse d'infiltration du premier cycle de vidange.

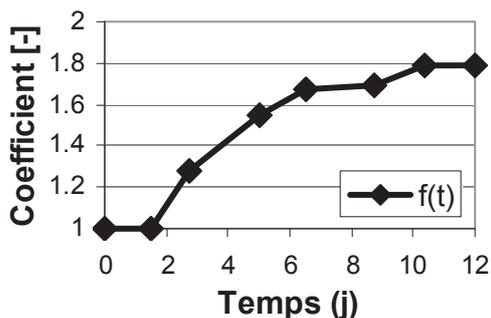


Figure 71 : Evolution du coefficient adimensionnel de correction $f(t)$

Deux modèles différents sont construits pour simuler les deux épaisseurs de la couche B : 0.4 m et 1 m. En appliquant à chaque fois le même coefficient d'évolution $f(t)$ à partir de $K_{sB\ initial}$, on obtient par calage :

- Pour une couche B de 0.4 m d'épaisseur, avec une valeur initiale de $K_{sB\ initial} = 4.3 \cdot 10^{-6}$ m/s ; on aboutit à une valeur de $K_{sB} = 8.2 \cdot 10^{-6}$ m/s (fig.70).
- Pour une couche B de 1 m d'épaisseur, avec une valeur initiale de $K_{sB\ initial} = 8.8 \cdot 10^{-6}$ m/s ; on aboutit à une valeur de $K_{sB} = 1.6 \cdot 10^{-5}$ m/s (fig.70).

En prenant en compte l'évolution temporelle de la valeur de K_{sB} , les hauteurs d'eau calculées dans les deux modèles représentent bien les hauteurs d'eau observées dans le bassin (fig.70).

4.2.1.5. Discussion

La hauteur d'eau dans le bassin d'infiltration est correctement calculée par le modèle en faisant évoluer la valeur de K_{sB} . On va chercher dans cette partie à expliquer pourquoi la conductivité hydraulique à saturation peut varier.

Une première hypothèse est l'effet de la température, qui influence la viscosité cinématique de l'eau (Bouyoucos, 1915). La conductivité hydraulique du sol et les capacités d'infiltration sont influencées par les variations de température (Constantz, 1982 ; Jaynes, 1980). Selon l'équation [37], la valeur de K_s varie inversement avec l'augmentation de la viscosité. Ainsi, pour une élévation de température de l'eau, K_s augmente.

Sur les 12 jours d'essai, la température de l'eau dans le bassin est en moyenne de 24 °C (avec un minimum de 22 °C et un maximum de 26 °C). Dans la nappe, la température relevée au piézomètre B04 avant le début de l'essai était de 12 °C.

Dans l'approche proposée, la vitesse d'infiltration dans le bassin est reliée directement à K_{sB} . En considérant une différence de 12 °C entre l'eau destinée à la recharge (24 °C) et l'eau de la nappe (12 °C), la variation relative de la viscosité de l'eau correspondante est de 32 %. En appliquant cette correction à la vitesse d'infiltration observée initiale, cette valeur augmente pour atteindre un maximum de 2.58 m/j.

La vitesse d'infiltration observée dans le bassin évolue de 1.95 m/j à 3.48 m/j, soit une augmentation de + 78 %. Dans ce cas, on constate que 46 % de l'évolution de la vitesse d'infiltration ne peuvent pas être expliqués uniquement par des phénomènes liés à la température de l'eau.

Des essais d'infiltration réalisés dans des bassins d'infiltration pour le traitement de l'eau par Lin *et al.* (2003) montrent également que la vitesse d'infiltration dans le bassin est fortement corrélée avec la viscosité de l'eau due à des changements de température. Dans leurs résultats, ces auteurs montrent que les valeurs de flux observées sont de 50 % à 150 % plus grandes que les valeurs calculées avec une correction de viscosité. Ceci conforte l'hypothèse que d'autres effets que ceux liés à la viscosité de l'eau corrigée de la température doivent être pris en compte dans les processus d'infiltration.

Dans le but d'affiner la compréhension de l'effet de la température sur les processus de recharge, un second essai d'infiltration est conduit en hiver 2011 sur le même bassin. L'essai est composé de 4 cycles d'infiltration sur une durée de 8 jours (fig.72). Pour chaque cycle, la hauteur d'eau varie entre 2.17 m et 1.17 m.

A cette période de l'année, la température de l'eau infiltrée est de 11 °C et la température de l'eau de la nappe est de 15 °C. Dans ce cas, l'effet de la température est négligeable.

La condition initiale du bassin est la même que dans l'essai réalisé précédemment en été 2011, un état sec pendant un mois avant la mise en eau.

La vitesse d'infiltration calculée initiale est de 0.75 m/j et augmente jusqu'à 1.07 m/j (fig.72). La vitesse d'infiltration évolue dans le bassin jusqu'au 5^e jour de la recharge, puis semble se stabiliser. L'augmentation de la vitesse d'infiltration est de 43 % entre le premier cycle et le dernier cycle. Pour cet essai, encore une fois, les variations de la viscosité de l'eau (négligeables) liées à la température ne permettent pas d'expliquer une telle augmentation.

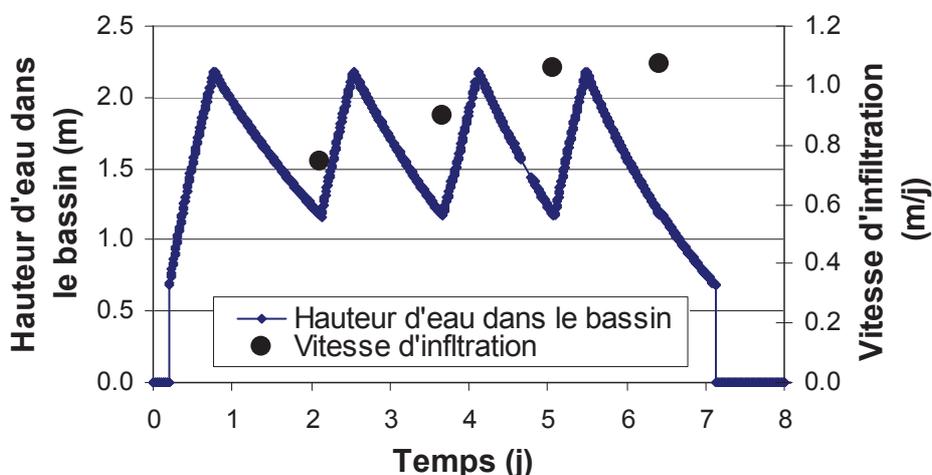


Figure 72 : Evolution des hauteurs d'eau et de la vitesse d'infiltration lors de l'essai d'infiltration réalisé dans le bassin 3.1 (hiver 2011)

Dans les deux essais d'infiltration réalisés, en été et en hiver, l'état initial du bassin était sec pendant 1 mois avant le début de la recharge. Pour ces deux cas, la vitesse d'infiltration a augmenté en fonction du temps de mise en eau, puis s'est stabilisée.

L'augmentation de la vitesse d'infiltration dans un bassin en fonction du temps pour des causes autres que la variation de température a déjà été observée dans différentes études. Des expérimentations réalisées par Schuh (1990) ont montré que l'augmentation de la vitesse d'infiltration peut être attribuée à de l'air piégé entre l'avancée du front d'humidité et la surface libre de la nappe durant l'infiltration. Selon Faybishenko (1995), l'air piégé dans le sol sous un bassin d'infiltration est l'un des facteurs clé contrôlant l'infiltration. L'air piégé réduit la porosité disponible pour l'eau mobile (de Backer, 1969). La conductivité hydraulique à quasi-saturation augmente alors que la quantité d'air piégé diminue (Sakaguchi *et al.*, 2005). Des essais en laboratoire réalisés par Seymour (2000) ont montré que l'air piégé engendre une diminution conséquente de la conductivité hydraulique à saturation.

Des études récentes réalisées par Heilweil *et al.* (2009) ont montré que la variation de la viscosité de l'eau liée aux changements de températures saisonnières n'est pas le seul facteur qui influence les vitesses d'infiltration. La diminution de la conductivité hydraulique des couches peut être associée à la formation de bulles de gaz d'origine biogénique, ce qui diminue la vitesse d'infiltration dans le bassin.

Afin de vérifier si l'état initial influence l'évolution des vitesses d'infiltration, une chronique d'exploitation du printemps 2012 est analysée avec un état initial en eau plus humide (fig.73). La température de l'eau alimentée est comparable à celle de l'aquifère, autour de 15 °C. Il n'y a donc pas d'effet de la température.

La chronique observée est d'une durée totale de 8 jours pendant laquelle, des cycles de remplissage/vidange contrôlés sont réalisés. La vitesse d'infiltration calculée pour les 21 cycles observés est constante autour d'une valeur moyenne de 2 m/j. L'analyse de cette chronique met en évidence l'absence d'effet d'un état initial humide dans l'évolution de la vitesse d'infiltration.

La conductivité hydraulique entre la teneur en eau à quasi-saturation et la porosité totale peut augmenter de plus de 50 % (fig.29). La valeur de quasi-saturation obtenue pour les premiers cycles d'infiltration dépend des conditions initiales et (probablement dans une moindre mesure) des conditions aux limites imposées. Entre la teneur en eau à saturation et la porosité, une faible variation de la teneur en eau occasionne une forte variation de la conductivité hydraulique.

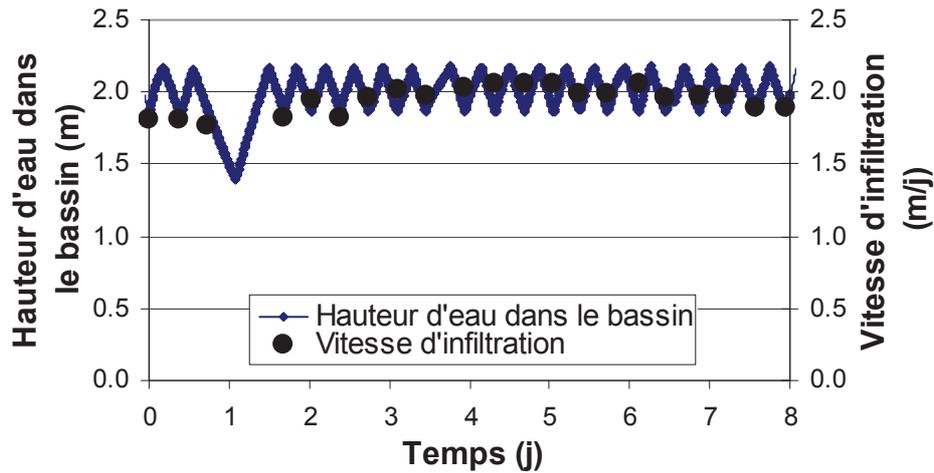


Figure 73 : Evolution des hauteurs d'eau et de la vitesse d'infiltration lors de l'exploitation du bassin 3.1 (printemps 2012)

A l'exploitation, le suivi permanent de l'évolution des vitesses d'infiltration permet de contrôler le colmatage de la couche de sable calibré (couche A). Lorsque la vitesse d'infiltration atteint un seuil critique, défini à la conception, la décision de nettoyer la couche de sable calibré est prise.

Avec l'analyse des essais d'infiltration, on a mis en évidence que la vitesse d'infiltration dans le bassin est dépendante de l'état initial (sec ou humide) des lithologies et des températures. Ainsi, des faibles vitesses d'infiltration obtenues lors de remises en eau du bassin après un à sec ne doivent pas être associées à un colmatage, mais plutôt à un phénomène physique lié à l'état de saturation initial et/ou à un effet de température.

Dans nos simulations, on considère que le colmatage n'évolue pas dans les temps courts observés. Le colmatage résulte du fonctionnement du bassin à long terme.

Lors de l'essai d'infiltration réalisé en été 2011, la valeur de K_{SB} identifiée est inférieure à celle de K_{SA} . Dans ce cas, c'est la couche B qui règle les flux vers la nappe.

4.2.2. Approche tridimensionnelle

4.2.2.1. Conception et géométrie

Un modèle tridimensionnel est réalisé pour simuler à la fois les flux infiltrés dans le bassin et la remontée de la nappe. Le code numérique FEFLOW® est utilisé pour résoudre l'équation de Richards avec la technique des éléments finis dans la ZNS et la ZS. Les courbes de rétention et de conductivité hydraulique sont calculées selon le modèle de van Genuchten (1980) avec la condition de Mualem (1976).

Un modèle géométrique simplifié dont les cours d'eau sont les limites est réalisé en 3D (fig.74). La géométrie horizontale du modèle est de forme rectangulaire, de 1114 m de large sur 1331 m de long.

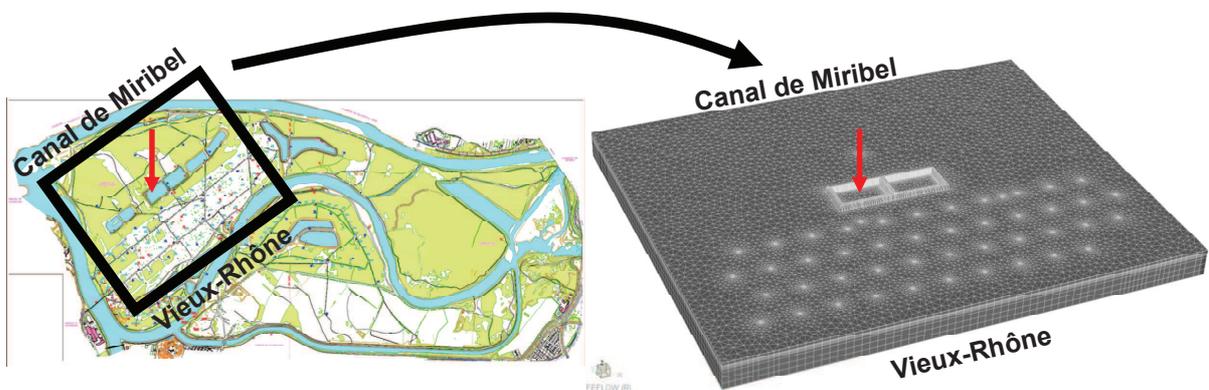


Figure 74 : Localisation et géométrie du domaine modélisé en 3D

Deux des bords du modèle sont localisés à l'emplacement des cours d'eau : canal de Miribel et Vieux-Rhône. Les deux autres bords du modèle sont considérés comme assez éloignés du bassin d'infiltration pour ne pas influencer les phénomènes physiques à l'intérieur et sous le bassin.

Le domaine d'étude est discrétisé en 459008 éléments finis prismatiques à 6 nœuds, répartis sur 11 couches avec un raffinement des éléments autour des objets d'intérêt : piézomètres, puits et bassins d'infiltration. Deux bassins sont représentés dans le maillage, mais dans l'expérimentation proposée, seul le bassin 3.1 est en fonctionnement, l'autre restant à sec.

La conception du modèle lithologique est la même que dans la modélisation bidimensionnelle (fig.75) :

- Couche A : elle n'est pas représentée par une couche de mailles. Elle est prise en compte comme une condition de transfert sur le fond de la surface d'infiltration.
- Couche B : les calculs effectués précédemment sur le modèle bidimensionnel indiquent que la valeur de K_{sB} déterminée sur 1 m correspond à la gamme de K_{sB} déterminée lors des essais en simple anneau (chapitre 3). On prendra en considération une épaisseur d'un mètre dans la couche B.
- Couche C : elle est d'épaisseur constante, de 13.5 m sous le bassin d'infiltration.

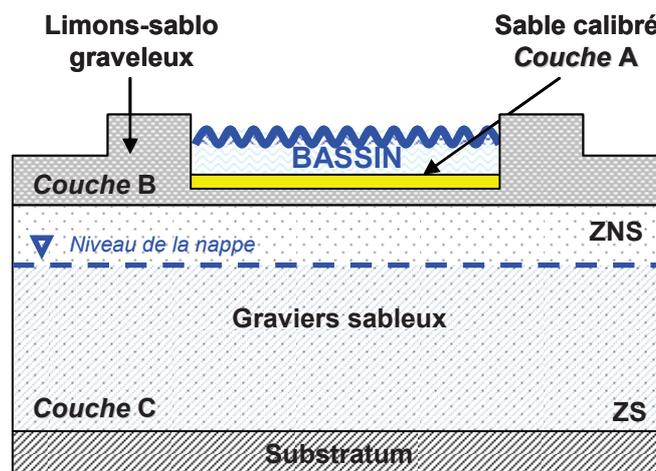


Figure 75 : Représentation conceptuelle du modèle 3D (Loizeau *et al.*, 2012)

4.2.2.2. Paramètres du modèle

Les valeurs des paramètres assignées dans le modèle tridimensionnel sont les mêmes que celles du modèle bidimensionnel (tab.17) sauf pour la valeur de K_{sB} qui est calée pour représenter correctement les hauteurs d'eau observées dans le bassin et sauf pour la valeur de K_{sC} qui est sensible dans la remontée de la nappe.

Paramètres	Couche A	Couche B	Couche C
K_s [m/s]	$3.5 \cdot 10^{-5}$	$8.6 \cdot 10^{-6}$ à $1.5 \cdot 10^{-5}$ (Valeurs calées)	$1.4 \cdot 10^{-2}$ (Valeur calée)
θ_s [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	0.2	0.3
θ_r [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	0	0.15
$\Delta\theta$ [$m^3 \cdot m^{-3}$]	-	0.2	0.15
α [m^{-1}]	-	0.8	1.2
n [-]	-	1.8	2.5
e [m]	0.2	1	13.5

Tableau 17 : Paramètres d'entrée du modèle 3D

4.2.2.3. Conditions aux limites et conditions initiales

◆ Conditions aux limites :

- Condition de charge imposée : ce type de condition est imposé à l'emplacement du canal de Miribel et du Vieux-Rhône (fig.76). La charge imposée est égale à la cote de la nappe mesurée à proximité du cours d'eau. La charge constante est de 165.15 m le long du canal de Miribel et de 163 m sur le Vieux-Rhône. La charge imposée dans la nappe à l'emplacement du canal de Miribel est proche de la

cote du canal (fig.66). A l'emplacement du Vieux-Rhône, la cote de la rivière ne correspond pas à la charge observée dans la nappe. De ce fait, c'est la charge observée dans la nappe qui est imposée sur cette limite.

- Condition de flux nul : ce type de condition est imposé sur les limites latérales du modèle, perpendiculaires aux cours d'eau (fig.76).

Comme pour la modélisation bidimensionnelle, la recharge par les précipitations et les pertes par évapotranspiration sont négligées. La base du modèle est une condition de flux nul (substratum de l'aquifère totalement imperméable).

- Condition de pompage : les puits ont un débit de pompage constant, de 250 m³/h chacun. La répartition réelle des puits actifs lors de l'essai d'infiltration n'est pas contrôlable du fait des exigences de l'exploitation. Pour simplifier l'approche, la distribution des puits actifs est fixe durant le temps de l'essai dans le modèle (fig.76). Les puits en fonctionnement pris en considération permettent de reproduire un cône de rabattement proche de celui observé au début de l'essai d'infiltration (fig.66).

- Condition de transfert : cette condition est imposée sur le fond du bassin 3.1 (fig.76). La condition de transfert est issue du bilan de masse dans le bassin, le même que celui développé dans le modèle bidimensionnel. La condition prend en compte une hauteur d'eau, qui est calculée à chaque pas de temps dans le bassin en fonction du bilan faisant intervenir le débit entrant et sortant d'eau dans le bassin, avec un coefficient d'échange fixe dans le temps. Dans l'approche proposée, le coefficient d'échange est lié aux propriétés physiques de la couche de sable calibré (couche A). A partir du bilan de masse dans le bassin, une relation linéaire entre la hauteur et le volume d'eau est appliquée (fig.77).

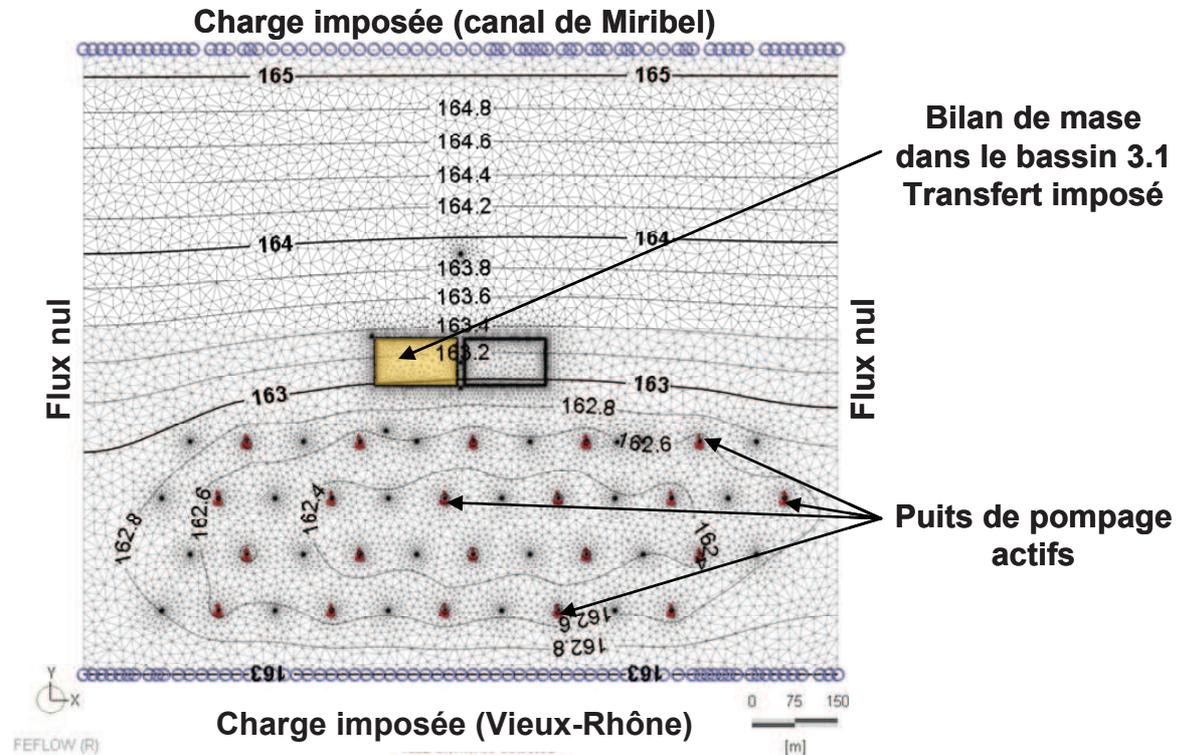


Figure 76 : Conditions aux limites et position de la surface libre de la nappe à l'état initial dans le modèle tridimensionnel

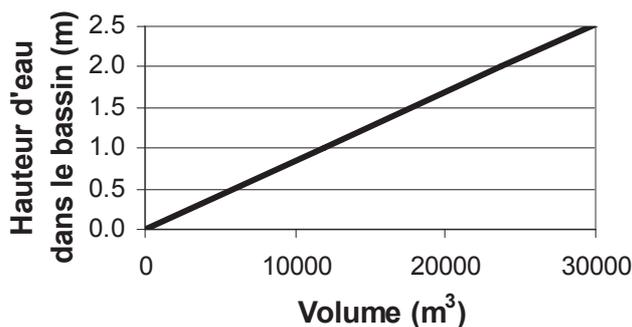


Figure 77 : Relation entre le volume et la hauteur d'eau dans le bassin

◆ Conditions initiales :

Un premier modèle est mis en œuvre, sans alimentation artificielle, avec uniquement les charges imposées dans la nappe et la condition de puits, en régime permanent, pour reconstituer un état initial. Une piézométrie est obtenue, elle permet de disposer d'une valeur de charge pour tous les nœuds du modèle dans la ZS et la ZNS.

La piézométrie calculée dans la ZS présente un cône de rabattement localisé à l'emplacement des lignes de puits (fig.76). A l'état initial, l'eau provenant du canal de Miribel et du Vieux-Rhône parvient aux puits actifs, qui sont les seuls exutoires de l'eau dans ce modèle (pour les conditions aux limites simulées). A l'état initial, le flux infiltré dans le bassin est nul.

Les charges calculées pour initialiser la piézométrie sont correctes avec cette approche simplifiée, en comparaison avec les charges observées initialement sur le terrain.

4.2.2.4. Calages et résultats

Le modèle tridimensionnel calé sera appelé « modèle de référence » dans la suite de ce chapitre. Les paramètres du modèle sont résumés dans le tableau 17. Les valeurs calées sont décrites ci-dessous.

◆ Calage de la hauteur d'eau dans le bassin

Avec la même approche que celle développée dans la modélisation bidimensionnelle, l'évolution de K_{sB} en fonction de la vitesse d'infiltration permet de reproduire correctement la hauteur d'eau observée dans le bassin (fig.78). Pour une couche B de 1 m d'épaisseur, la valeur calculée évolue de $K_{sB} = 8.6.10^{-6}$ m/s à $K_{sB} = 1.5.10^{-5}$ m/s.

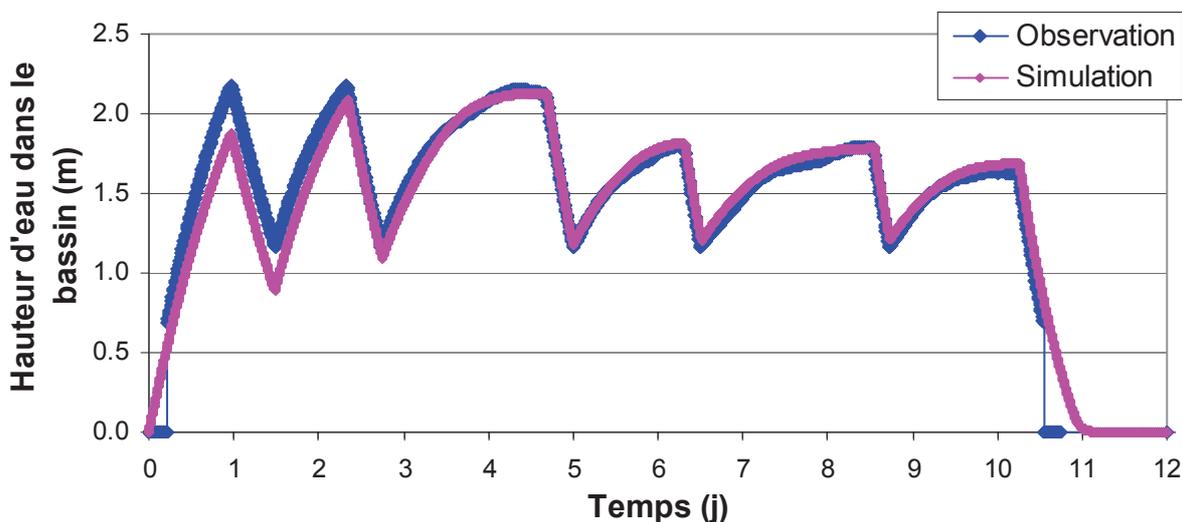


Figure 78 : Hauteur d'eau observée et simulée dans le bassin avec K_{sB} variable

◆ Calage de la remontée de la nappe à proximité du bassin

Le calage de K_{sC} permet de représenter correctement la remontée de la nappe observée dans les piézomètres B01, B04 et M03 durant l'essai d'infiltration. La valeur retenue dans ce calage est : $K_{sC} = 1.4.10^{-2}$ m/s. La dynamique de remontée et la valeur absolue atteinte par modélisation correspondent à l'observation (fig.79).

Le bruit observable dans la chronique n'est pas simulé, il correspond aux puits actifs nécessaires à l'exploitation. On cherche ici à reproduire l'allure générale de la remontée de la nappe observée due à une moyenne d'ensemble de l'action des puits et de l'infiltration sous le bassin (en tenant compte des conditions aux limites).

Les résultats de la simulation reproduisent correctement la remontée de la nappe observée, compte tenu des simplifications réalisées dans ce modèle tridimensionnel. En comparaison avec les résultats des essais de pompage, la valeur calée de $K_{sC} = 1.4.10^{-2}$ m/s dans le modèle de référence est contenue dans la gamme identifiée (par les essais de pompage), comprise entre $K_{sC} = 7.5.10^{-3}$ m/s et $K_{sC} = 4.9.10^{-2}$ m/s.

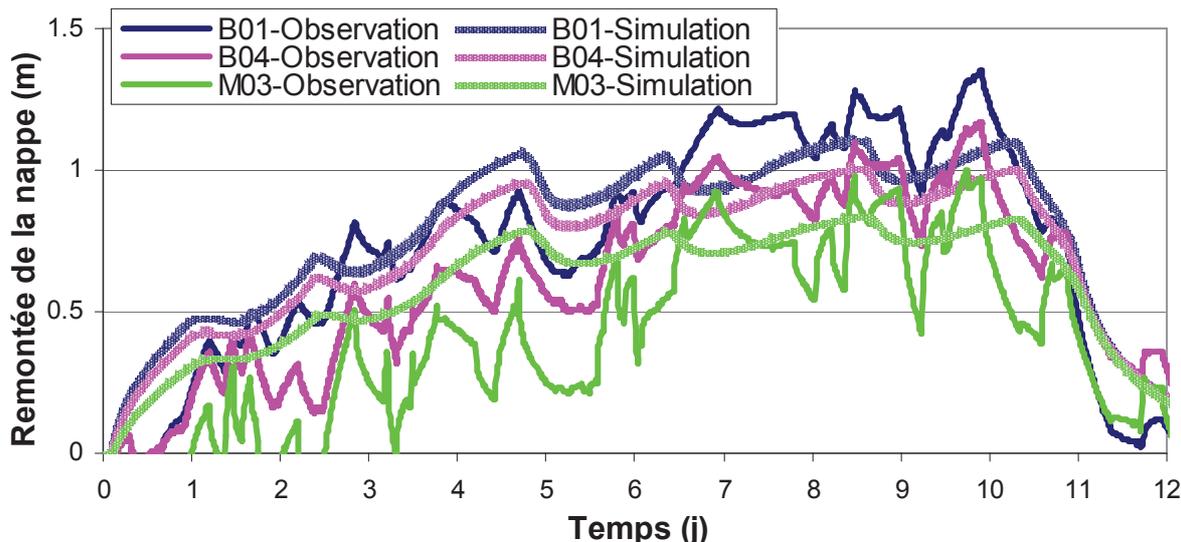


Figure 79 : Remontée de la nappe observée et simulée dans les piézomètres B01, B04 et M03

◆ Cheminement de l'eau dans l'aquifère

Dans l'objectif de disposer d'une vision plus globale des écoulements avec cette modélisation tridimensionnelle, les lignes de courant en provenance de plusieurs points d'intérêt ont été tracées. Ceci permet de rendre compte des trajectoires de l'eau en provenance des cours d'eau et du bassin d'infiltration qui alimentent les puits de pompage actifs.

Les lignes de courant (fig.80a, b, c) sont issues de l'emplacement du canal de Miribel (lignes bleues), du Vieux-Rhône (lignes vertes) et du bassin d'infiltration 3.1 (lignes rouges).

A l'état initial (0 jours) (fig.80a), la recharge due au bassin est nulle. Les écoulements provenant du canal de Miribel et du Vieux-Rhône alimentent les puits actifs. En cas de pollution aux emplacements de ces deux cours d'eau, celle-ci parviendrait aux puits de pompage actifs.

Au maximum de la recharge (10.25 jours) (fig.80b), la remontée de la nappe est la plus importante. Les lignes de courant provenant du bassin remontent progressivement vers le canal de Miribel sans toutefois pouvoir l'atteindre. L'eau provenant du Vieux-Rhône continue à alimenter les puits actifs. La vue en coupe (fig.80c) permet de remarquer que l'eau infiltrée via le bassin d'infiltration atteint le substratum de l'aquifère. Rappelons ici qu'il n'y a pas d'hétérogénéités dans la partie aquifère du magasin, elles sont contenues dans une même couche gravelo-sableuse.

Dans ce cas, la barrière hydraulique telle que définie à la conception ne fonctionne pas car la charge maximale atteinte sous le bassin est inférieure au niveau d'eau à la position du canal de Miribel. De ce fait, l'inversion de gradient hydraulique n'est pas totale.

Les puits actifs situés en aval hydraulique du bassin pompent une eau qui provient pour la presque totalité du bassin d'infiltration. Les autres puits ne sont pas dans la zone d'alimentation du bassin, l'eau provient des rivières.

La vision globale des écoulements montre que le bassin 3.1 seul ne permet pas de protéger efficacement l'ensemble des puits actifs. Il est possible, en cas de pollution, pour maintenir un débit de pompage sur le site, d'activer uniquement les puits situés dans la zone d'alimentation du bassin, en laissant les autres puits à l'arrêt.

En l'absence de recharge par le bassin, les niveaux de la nappe sont influencés par les conditions aux limites et descendent rapidement. Le bassin d'infiltration, pour être efficace doit être en permanence maintenu en eau, dans le but d'assurer l'alimentation des puits actifs. Sur le champ captant, l'eau qui alimente les bassins provient du Vieux-Rhône et la recharge artificielle est arrêtée après détection d'une pollution dans la rivière. Si le bassin est vide, tous les puits actifs seront potentiellement impactés par une pollution.

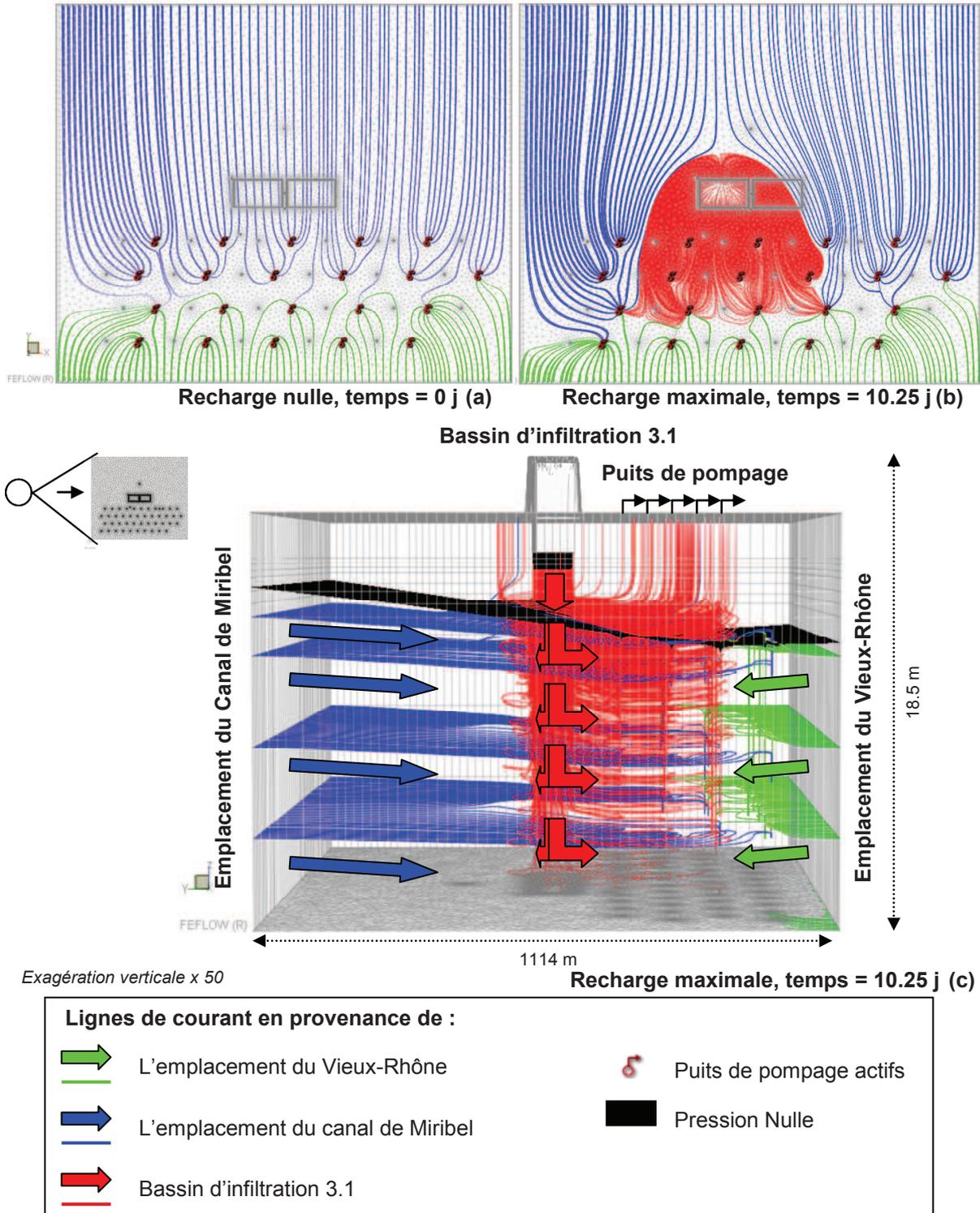


Figure 80 : Lignes de courant lors de l'essai d'infiltration dans le bassin 3.1 avant la recharge (0 jours) (a) au maximum de la recharge (10.25 jours) (b) et vue de côté des lignes de courant au maximum de la recharge (c)

4.3. Discussion des résultats

4.3.1. Remontée de la nappe et conductivité hydraulique à saturation

Une analyse de sensibilité portant sur la remontée de la nappe calculée au piézomètre B01 en fonction de la valeur de K_{SC} est réalisée. Les résultats du modèle de référence donnent une valeur calée dans la nappe de $K_{SC} = 1.4 \cdot 10^{-2}$ m/s (Ks – Référence, fig.81). En utilisant le modèle de référence sans changer les valeurs des paramètres, en modifiant uniquement la valeur de K_{SC} , on teste :

- $K_{SC} = 1.0 \cdot 10^{-2}$ m/s (Ks - Test 1, fig.81).
- $K_{SC} = 2.0 \cdot 10^{-2}$ m/s (Ks - Test 2, fig.81).

Pour le modèle Ks - Test 1, avec une valeur de K_{SC} plus faible que le modèle de référence, la remontée de la nappe calculée est plus importante. Entre 5 et 10 jours d'infiltration, la différence de remontée de la nappe entre le modèle de référence et le modèle Ks – Test 1 est de + 0.38 m.

Pour le modèle Ks - Test 2, avec une valeur de K_{SC} plus forte que le modèle de référence, la remontée de la nappe calculée est moins importante. Entre 5 et 10 jours d'infiltration, la différence de remontée de la nappe entre le modèle de référence et le modèle Ks – Test 2 est de - 0.35 m.

Avec cette analyse de sensibilité, on montre que plus la valeur de K_{SC} est faible, plus la remontée de la nappe est importante et inversement. La valeur de K_{SC} calée dans le modèle de référence représente correctement la remontée de la nappe observée, avec une incertitude faible sur ce paramètre (sensibilité forte) (fig.81).

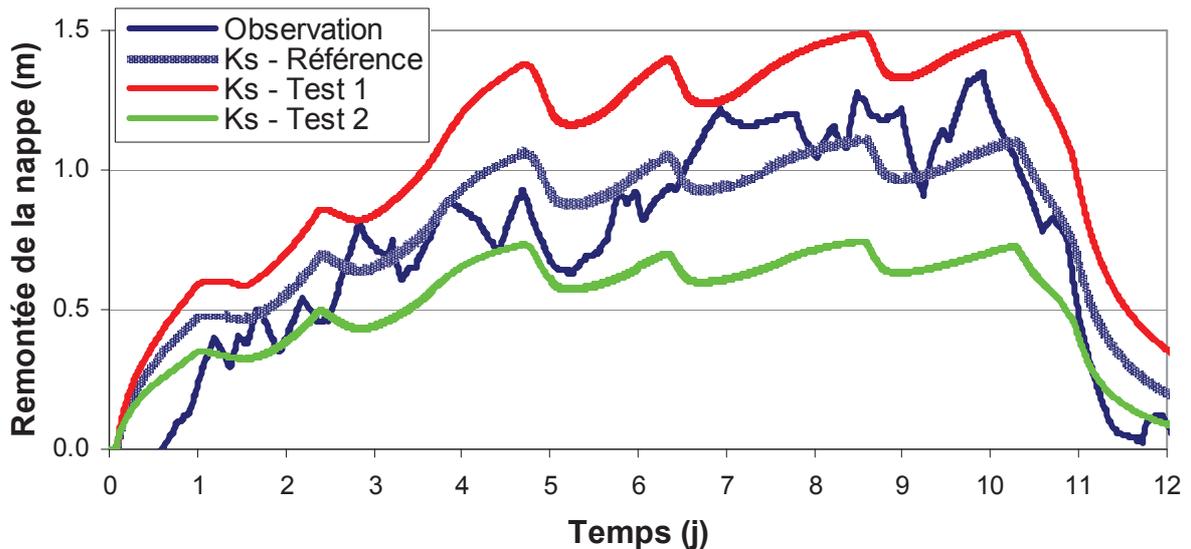


Figure 81 : Remontée de la nappe pour différentes valeurs de K_{SC} au piézomètre B01

4.3.2. Remontée de la nappe et $\Delta\theta$

Nous avons défini $\Delta\theta$ comme la différence entre la teneur en eau à saturation θ_s et la teneur en eau résiduelle θ_r . En fixant la valeur de θ_s et en faisant varier θ_r , on modifie la valeur de $\Delta\theta$. Pour le modèle de référence, $\Delta\theta = 0.15$ avec $\theta_s = 0.30$ et $\theta_r = 0.15$. En gardant le modèle de référence avec les mêmes valeurs des paramètres, avec $\theta_s = 0.30$, en changeant uniquement la valeur de θ_r , on teste :

- $\Delta\theta = 0.30$ avec $\theta_r = 0.00$ ($\Delta\theta$ - Test 1, fig.82).
- $\Delta\theta = 0.05$ avec $\theta_r = 0.25$ ($\Delta\theta$ - Test 2, fig.82).

La variation de $\Delta\theta$ dans les simulations n'a pas d'effet remarquable sur la valeur absolue de la remontée de la nappe observée à 10.25 jours (fig.82).

Les différences existantes pour les valeurs de $\Delta\theta$ testées sont remarquables dans les phases de montée et de descente du niveau de la nappe.

En phase de remontée de la nappe, entre 0 et 5 jours, la simulation qui présente la plus forte valeur de $\Delta\theta$ ($\Delta\theta$ - Test 1) a la dynamique de remontée la plus lente. Inversement, la plus faible valeur de $\Delta\theta$ ($\Delta\theta$ - Test 2) a la dynamique de remontée la plus rapide.

En phase de descente de la nappe, après 10.25 jours d'infiltration, la valeur la plus forte de $\Delta\theta$ ($\Delta\theta$ - Test 1) a la dynamique de descente la plus lente. Inversement, pour la valeur la plus faible de $\Delta\theta$ ($\Delta\theta$ - Test 2), la dynamique de descente est la plus rapide.

Pour les phases de montée et de descente de la nappe, le modèle de référence constitue un état intermédiaire entre les modèles $\Delta\theta$ - Test 1 et $\Delta\theta$ - Test 2.

La valeur de $\Delta\theta$ définit le volume disponible pour l'eau mobile dans la porosité. Pour des valeurs élevées de $\Delta\theta$, le volume disponible à l'eau mobile dans la porosité est grand. Pour monter ou descendre les niveaux de la nappe, il faut remplir ou vidanger un volume plus important. Pour cette raison, les dynamiques observées sont plus lentes pour des valeurs de $\Delta\theta$ élevées ($\Delta\theta$ - Test 1).

L'analyse de sensibilité réalisée sur le paramètre $\Delta\theta$ montre qu'il intervient dans la dynamique de fonctionnement (montée et descente) du bassin d'infiltration. La valeur absolue de la remontée de la nappe est peu sensible au paramètre $\Delta\theta$.

Dans ce travail, la valeur de θ_s est fixée à 0.3 ce qui est comparable à la porosité de l'aquifère. La valeur de θ_r n'est pas mesurée, mais déduite des expérimentations réalisées afin de représenter correctement la dynamique des niveaux de nappe observés.

Sur le champ captant, des essais de traçage à l'iode conduits par Rousselot en 1980 ont été réalisés dans la nappe à partir de piézomètres vers des puits. Ces essais ont été interprétés avec la méthode de Sauty (1977) qui consiste à déterminer les paramètres caractéristiques des transferts convectifs et dispersifs dans l'aquifère étudié. Les courbes de restitution du traceur sont correctement reproduites pour une valeur de porosité cinématique de 0.15. Ces résultats sont confirmés par des essais de traçage réalisés ultérieurement à l'iode et à la rhodamine à partir du bassin d'infiltration 1.1 vers les forages (Darmendrail, 1987). Dans ces essais, une porosité cinématique comprise entre 0.15 et 0.2 permet de reproduire correctement la courbe de restitution du traceur.

Ces essais antérieurs sur le champ captant sont en accord avec la valeur de $\Delta\theta = 0.15$ estimée dans notre modèle de référence. Une étude de Stephens *et al.* (1998) dans une autre nappe alluviale de type sablo-graveleuse détermine une valeur de porosité cinématique égale à 0.17 avec un essai de traçage. La valeur estimée correspond bien à l'ordre de grandeur de la porosité cinématique qui existe dans ce type d'aquifère.

La sensibilité du modèle au paramètre $\Delta\theta$ est moindre que celle au paramètre K_{sc} . On verra ultérieurement dans le chapitre suivant que ce paramètre peut devenir plus sensible.

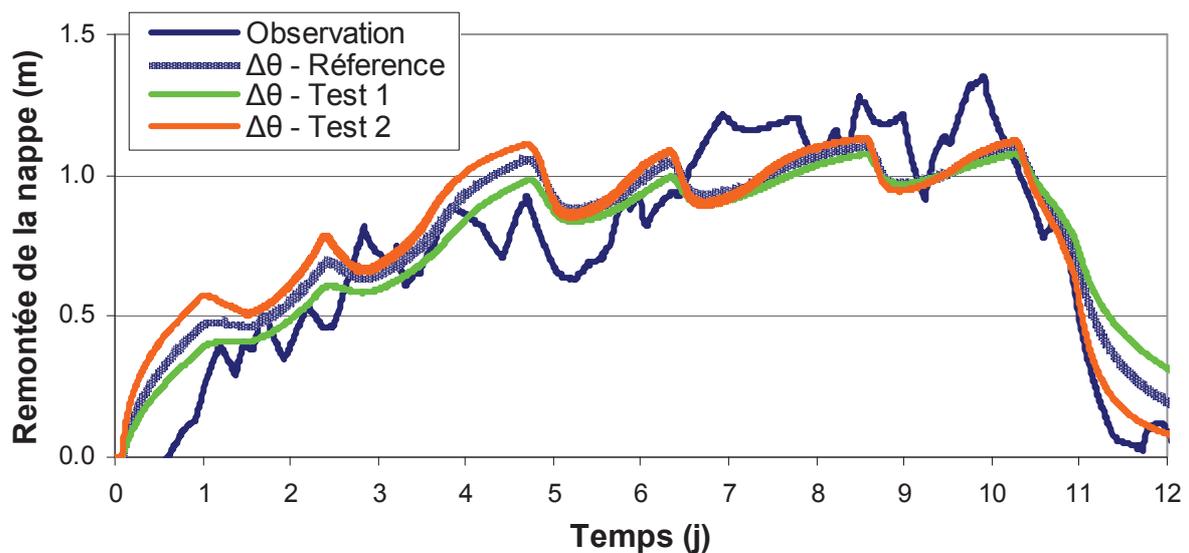


Figure 82 : Remontée de la nappe pour différentes valeurs de $\Delta\theta$ au piézomètre B01

4.3.3. Remontée de la nappe et conditions aux limites

Pour étudier l'influence des conditions aux limites sur la remontée de la nappe, des simulations sont réalisées avec différentes distances de la position de la charge imposée à l'amont (différentes positions du canal de Miribel) (fig.83). En respectant la piézométrie initiale obtenue avant recharge, différentes distances de la charge imposée sont simulées successivement :

Charge Imposée [m]	Distance au centre du bassin [m]
163.20	0
163.50	88
164.00	210
164.50	359
165.15	557

Tableau 18 : Charges imposées et distances au bassin pour chaque simulation

A partir des caractéristiques physiques calées dans le modèle de référence, seule la position de la limite de charge imposée au nord (à l'emplacement du canal de Miribel) varie par rapport au centre du bassin. La charge constante imposée à l'emplacement du Vieux-Rhône reste inchangée, elle correspond à la charge observée dans la nappe à l'état initial (sans recharge). Les caractéristiques physiques des simulations réalisées sont les mêmes que dans le modèle de référence. La remontée de la nappe est analysée au niveau du piézomètre B01.

En comparant les résultats des simulations, on constate que plus la limite de charge imposée est éloignée du bassin d'infiltration, plus la remontée de la nappe est importante (fig.84a et b). En effet, pour la limite de charge à 165.15 m qui est la plus éloignée du centre du bassin, la remontée de la nappe est maximale et vaut 1.10 m.

L'analyse démontre l'effet de la proximité de la charge imposée, comme condition aux limites dans la nappe sur la forme du dôme hydraulique. La proximité des limites imposées va « forcer » la charge et le gradient hydraulique ainsi que la direction des flux. Pour modéliser correctement la remontée d'une nappe sous un bassin d'infiltration, une bonne connaissance du site au niveau des limites est indispensable. De plus, il semble nécessaire de placer un bassin d'infiltration le plus éloigné possible d'une limite à charge imposée dans l'objectif de former un dôme hydraulique. En cas de doute sur la validité de condition de charge constante, quelle que soit la distance, il est préférable d'imposer une charge variable mesurée (si on en dispose).

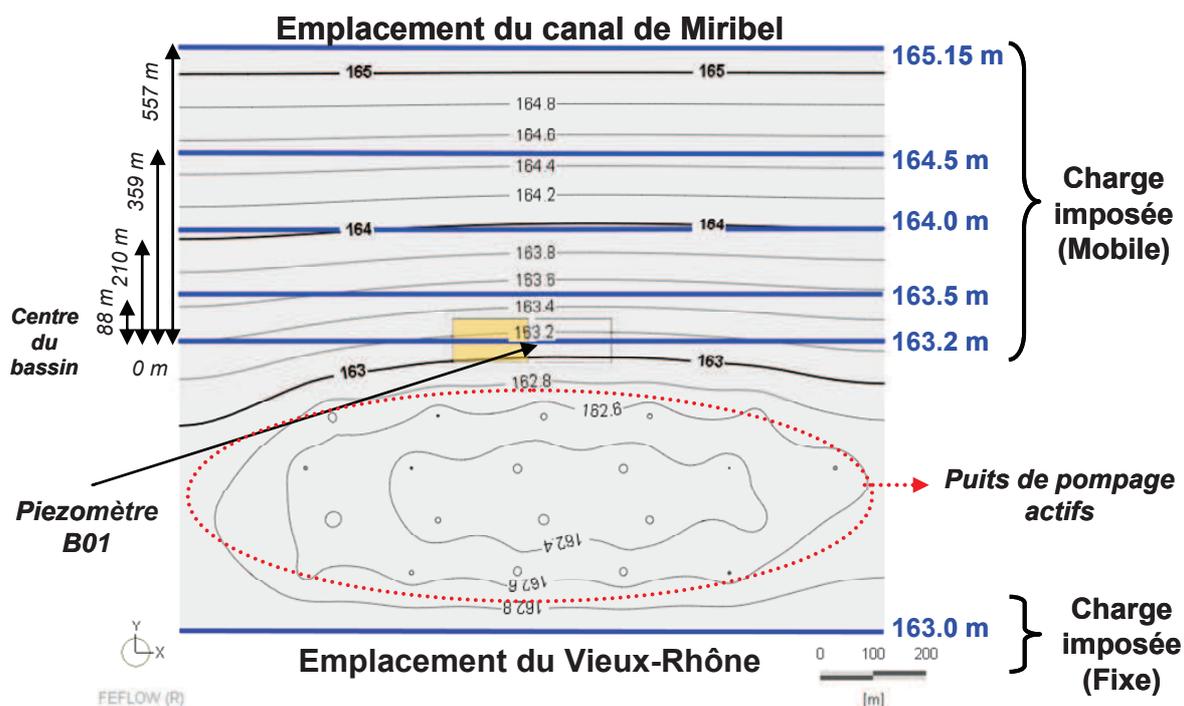


Figure 83 : Position des limites de charges imposées à l'amont simulées dans la nappe

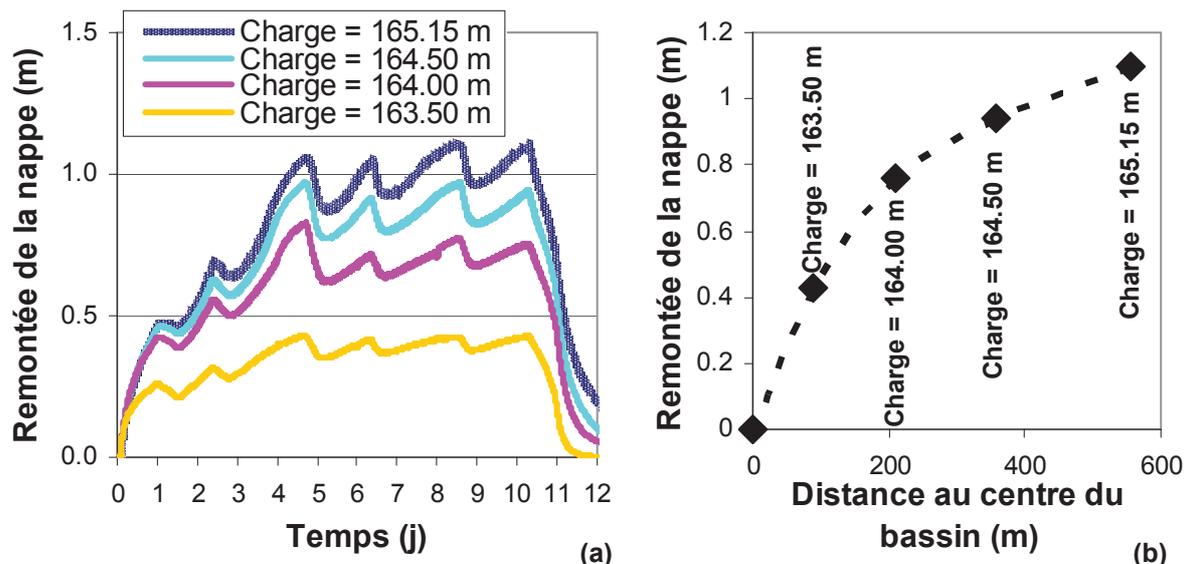


Figure 84 : Remontées de la nappe calculées pour les différentes positions de la charge imposée (a) et remontées de la nappe calculées après 10.25 jours d'infiltration (b)

4.3.4. Remontée de la nappe et maintien d'une ZNS

Dans cette partie, on cherche à affiner la description du rôle de la couche B dans la remontée de la nappe et dans la création d'une ZNS sous le bassin d'infiltration.

Pour cela, on utilise le modèle de référence dans lequel la couche B est retirée : on obtient le modèle **a**. La géométrie reste identique, et les caractéristiques physiques de la couche C sont appliquées à l'ensemble du modèle, couches A et B confondues. Afin de respecter le volume total infiltré lors de l'essai, le flux imposé correspond à la vitesse d'infiltration observée dans le bassin. Dans la nappe, les conditions aux limites sont identiques au modèle de référence. La remontée de la nappe calculée dans ce modèle **a** est comparable à celle obtenue dans le modèle de référence, puisque les flux et le volume total infiltré sont respectés.

Une ZNS est conservée durant la période de la recharge entre le fond du bassin d'infiltration et le niveau maximum de remontée de la nappe (fig.85a).

Dans ce modèle, la vitesse d'infiltration est inférieure à la capacité d'infiltration du fond de bassin (couche C). De ce fait, on ne simule aucune remontée d'eau dans le bassin. Ce modèle est physiquement incorrect car il faudrait une conductivité hydraulique plus faible dans la couche C pour simuler correctement une hauteur d'eau dans le bassin. Ceci est incompatible avec les résultats des essais de pompage réalisés qui donnent des valeurs élevées de la conductivité hydraulique à saturation dans la couche C.

Le modèle **b** est créé à partir du modèle **a**, sans couche B, avec la hauteur d'eau observée dans le bassin durant l'essai assignée comme condition de charge imposée à la surface du bassin. Dans ce cas, les vitesses d'infiltration calculées et le volume total alimenté sont bien supérieurs à ceux mesurés dans le bassin. Dans le modèle **b**, le volume total infiltré durant l'essai, mesuré à 367500 m^3 est atteint au bout de seulement 1.44 jours de simulation (alors qu'il faut 10.25 jours dans le modèle **a** pour atteindre le même volume d'eau).

Au bout de quelques minutes d'infiltration dans le bassin, la ZNS disparaît pour mettre en connexion hydraulique le fond du bassin d'infiltration.

Au maximum de la recharge, à 10.25 jours, les volumes alimentés font remonter le niveau de la nappe sur la totalité du modèle (fig.85b). Ainsi, la charge hydraulique mesurée à l'emplacement du bassin est supérieure à la charge hydraulique imposée aux positions du canal de Miribel et du Vieux-Rhône. Dans cette configuration, les flux sont inversés suivant un gradient hydraulique qui dépend de la charge d'eau imposée dans le bassin. Avec une telle remontée de nappe, les puits actifs sont alimentés par de l'eau provenant uniquement du bassin d'infiltration. L'eau issue de l'infiltration des cours d'eau est repoussée hors de l'espace modélisé.

Ce modèle est physiquement incorrect car il ne respecte ni les flux, ni les hauteurs d'eau dans le bassin, ni la présence d'une ZNS sous le bassin.

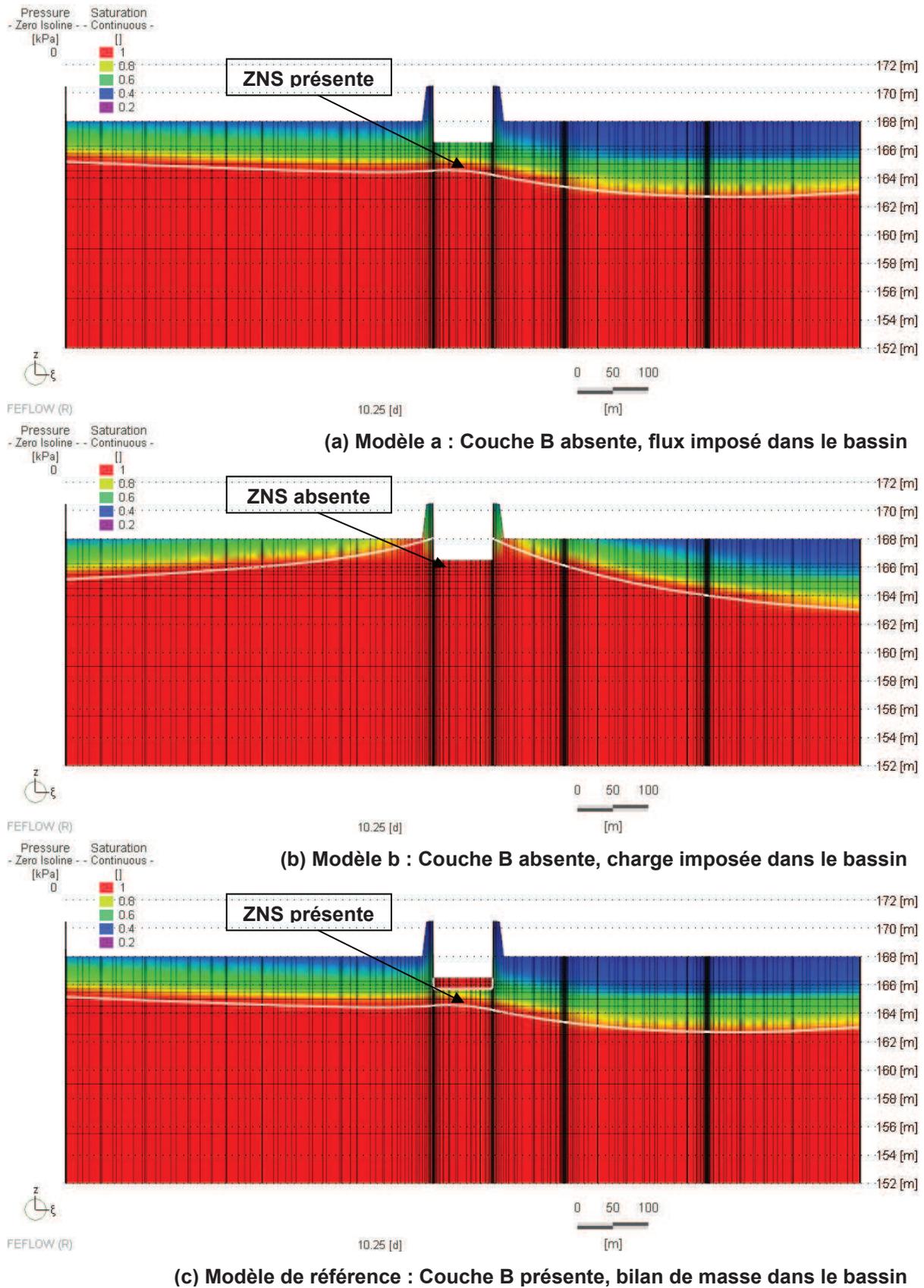


Figure 85 : Etat de saturation et position de la surface libre de la nappe au maximum de la recharge ($t = 10.25$ jours) pour le modèle a (a), le modèle b (b) et le modèle de référence (c)

Avec l'analyse développée, on démontre que la couche B est nécessaire pour contrôler les flux infiltrés vers la nappe. Sans cette couche, en imposant le flux observé dans le bassin, la totalité de l'eau s'infiltrerait sans créer de hauteur d'eau observable dans le bassin. Si la charge est imposée sans respecter les vitesses d'infiltration, il n'existe pas de ZNS lors de la recharge et les flux sont trop élevés.

Si la couche B est présente et que $K_{sC} \gg K_{sB}$, les flux peuvent être respectés et une ZNS est maintenue en permanence. La présence d'une couche moins perméable dans le fond de bassin contrôle les flux infiltrés, mais également la présence d'une ZNS. Dès lors, une approche multicouche est nécessaire.

La présence d'une ZNS n'est assurée, pour ce bassin, que par une résistance hydraulique due aux lithologies moins perméables de la couche B comparées à celles de la couche C. Cette couche explique à la fois les flux infiltrés et la présence d'une ZNS.

Dans le cas où la couche de sable calibré (couche A) est colmatée, et que $K_{sA} < K_{sB}$, la couche A prend une part non négligeable au contrôle des flux infiltrés.

4.4. Comparaison des échelles d'observation

Dans cette partie, nous allons comparer les résultats obtenus dans les chapitres 3 et 4. Les essais d'infiltration ont été réalisés selon trois échelles différentes dans le bassin 3.1 : l'échelle décimétrique (Beerkan), l'échelle métrique (simple anneau) et l'échelle pluri-métrique (bassin entier). On va s'intéresser plus particulièrement aux valeurs de K_s identifiées pour chacune des couches (tab.19). Ce paramètre est le plus important dans les processus d'infiltration aux échelles de temps et d'espace qui nous intéressent : la réaction de la nappe soumise à une injection en provenance d'un bassin d'infiltration.

Echelle d'observation		Couche A Sable calibré K_{sA} [m/s]	Couche B Limon/Sable graveleux K_{sB} [m/s]	Couche C Gravier sableux K_{sC} [m/s]
Beerkan (≈ 0.1 m)		$5.4.10^{-5} < K_{sA} < 3.4.10^{-4}$	-	-
Anneau (≈ 1 m)	Monocouche	-	$1.1.10^{-5}$	-
	Bicouche	$3.5.10^{-5}$	$1.2.10^{-5}$	-
Bassin (≈ 100 m)	2D	-	$8.8.10^{-6} < K_{sB} < 1.6.10^{-5}$	-
	3D	-	$8.6.10^{-6} < K_{sB} < 1.5.10^{-5}$	$1.4.10^{-2}$

Tableau 19 : Bilan des conductivités hydrauliques à saturation déterminées dans les essais d'infiltration à différentes échelles

- Couche A : la gamme de K_{sA} identifiée lors des essais Beerkan est plus élevée que la valeur identifiée dans l'essai d'infiltration bicouche (A et B) en simple anneau. L'échelle Beerkan met en jeu principalement les variables entrant dans la formulation de la courbe de rétention et de conductivité, en ZNS. L'infiltration est réalisée à charge nulle et les forces capillaires influencent la progression du front d'humidité en profondeur. L'essai Beerkan concerne uniquement la couche de sable à la différence de l'essai simple anneau dans lequel l'infiltration concerne également la couche B. Les deux échelles d'infiltration donnent néanmoins des valeurs proches.

- Couche B : les valeurs de K_{sB} calculées dans les essais en simple anneau monocouche et bicouche sont très proches. La valeur de K_{sB} identifiée dans les essais en simple anneau correspond à la gamme calculée dans le bassin entier pour une couche B de 1 m d'épaisseur. Cette épaisseur est compatible avec les observations réalisées dans les fosses (chapitre 3).

- Couche C : les essais d'infiltration Beerkan et simple anneau réalisés ne mettent pas en jeu cette couche. La détermination de K_{sC} est issue de l'essai d'infiltration dans le bassin entier en 3D. Notons ici que la valeur calée est compatible avec celles identifiées dans les interprétations des essais de pompage.

En fonction de l'échelle d'infiltration, le milieu étant hétérogène entre le fond du bassin et le substratum de la nappe, plus l'échelle d'infiltration est grande, plus le nombre de couches sollicitées augmente (fig.86). Néanmoins, les valeurs de K_{sB} identifiées dans l'essai en simple anneau et dans le bassin entier sont comparables.

Dans l'objectif de déterminer la valeur de K_s des lithologies du fond de bassin, l'essai en simple anneau, de taille métrique, en évitant des conditions initiales très sèches (hydrophobie du sable) apparaît comme une méthode efficace pour obtenir un ordre de grandeur robuste. Elle permet la détermination indépendante des caractéristiques physiques de la couche A et de la couche B.

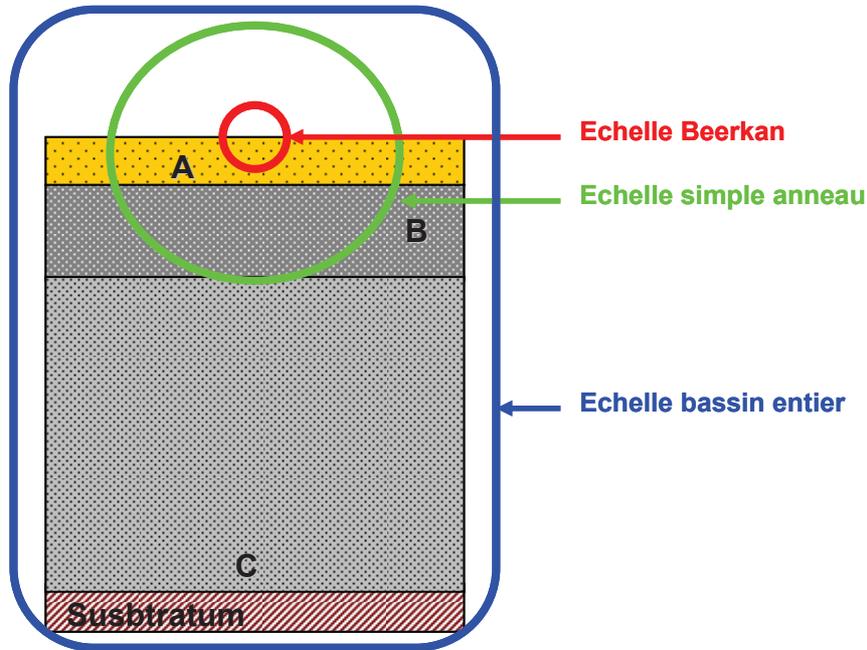


Figure 86 : Volumes sollicités en fonction des échelles d'infiltration

4.5. Conclusions et discussion

On peut considérer que l'essai simulé sur le bassin 3.1 est un essai d'infiltration de très grande dimension (et à ce titre c'est un essai original). L'observation et la modélisation confirment les résultats obtenus aux échelles inférieures (anneaux décimétriques et métriques) concernant le multicouche et les valeurs numériques des paramètres. Ceci rend d'autant plus robuste la méthodologie proposée.

De plus, il est montré que la température et les conditions initiales, associées aux conditions aux limites, peuvent provoquer une évolution forte de la conductivité hydraulique à saturation du sol. Si l'effet de température est bien connu, la prise en compte des conditions initiales demande de nouvelles investigations expérimentales et théoriques.

Dans une géométrie relativement simple, on montre que l'environnement du bassin conditionne fortement l'intumescence de la nappe et notamment :

- la conductivité hydraulique à saturation de la nappe.
- les distances auxquelles sont imposées les conditions aux limites.
- la nature des conditions aux limites (charge imposée, flux, conditions mixtes, puits de pompage).

Le paramètre de « stockage » de l'eau ($\Delta\theta$) joue un rôle dans la dynamique de montée et de descente des niveaux de la nappe qui est toutefois moins sensible que la conductivité hydraulique à saturation.

Parmi les résultats on notera également que l'épaisseur de la ZNS calculée dans la digue du bassin est différente de celle calculée sous le bassin, en son centre. La conservation d'une ZNS sous le bassin en eau n'est assurée qu'en présence d'une couche dans le fond ayant une conductivité hydraulique à saturation inférieure à celle de la nappe. Avec les analyses réalisées, la création d'une ZNS est possible uniquement si $K_{sB} < K_{sC}$ ou si $K_{sA} < K_{sC}$.

La modélisation permet de tracer les lignes de courant, améliorant ainsi la connaissance des chemins de l'eau. Ces lignes de courant sont nécessaires à l'estimation de l'effet de barrière hydraulique et/ou à l'estimation de la contribution des bassins à l'alimentation des puits.

La modélisation mise en place a permis de mettre à jour des mécanismes complexes qui n'auraient pas pu être identifiés avec la seule observation des cycles d'exploitation courants des bassins d'infiltration. Dans la suite de ce travail, la méthodologie développée sur la géométrie simplifiée sera étendue sur une géométrie plus complexe du champ captant. Le nouveau modèle va intégrer des bassins ayant une forme complexe, des puits de pompage actifs avec des débits variables, ainsi qu'un coefficient d'échange pour régler les relations nappe/rivière. Le tout sera couplé à des observations réalisées sur le terrain.

Chapitre 5

Application à une zone complexe du champ captant

5.1. Ouvrages d'observation	135
5.2. Echanges nappe/rivières	135
5.2.1. Principes de base avec un modèle bidimensionnel	135
5.2.1.1. Condition de charge imposée (1 ^{er} type ou Dirichlet).....	136
5.2.1.2. Condition de charge avec transfert imposé (3 ^e type ou Cauchy)	137
5.2.2. Observations sur le champ captant.....	138
5.2.2.1. Dispositif de mesure.....	138
5.2.2.2. Observations effectuées sur le dispositif	139
5.2.2.3. Observations dans les flûtes de pan lors d'un essai de pompage sur les puits de Charmy 141	
5.2.3. Relations nappe/rivières : bilan des observations.....	143
5.3. Rôle des échanges bassin/nappe	143
5.3.1. Dispositif de mesure au niveau du bassin d'infiltration 5.2	144
5.3.2. Observations effectuées sur le dispositif.....	144
5.4. Modélisation de la zone étudiée.....	147
5.4.1. Elaboration du modèle	147
5.4.2. Géométrie et caractéristiques physiques	148
5.4.3. Conditions aux limites	150
5.4.3.1. Surface supérieure.....	150
5.4.3.2. En profondeur	151
5.4.3.3. Surface inférieure.....	151
5.4.4. Simulation 1 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières	151
5.4.4.1. Coefficient de transfert	151
5.4.4.2. Condition initiale.....	152
5.4.4.3. Paramètres du modèle de « Référence »	152
5.4.4.4. Coefficients de transfert : évaluation.....	153
5.4.4.5. Paramètre $\Delta\theta$: évaluation.....	155
5.4.5. Simulation 2 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières/bassins	156
5.4.5.1. Condition initiale.....	156
5.4.5.2. Calage des paramètres physiques	157
5.4.5.3. Flûte de pan Bassin	159
5.4.5.4. Bilan des paramètres physiques estimés	161
5.4.6. Simulation 3 : évaluation du modèle	162

5.4.6.1.	Chronique simulée	162
5.4.6.2.	Etat initial.....	163
5.4.6.3.	Flûte de pan Bassin	165
5.4.7.	Vision globale des écoulements.....	166
5.4.8.	Zone non saturée sous le bassin	168
5.5.	Conclusions et discussion	169

Chapitre 5

Application à une zone complexe du champ captant

5.1. Ouvrages d'observation

Dans ce chapitre, les ouvrages d'observation utilisés sont compris à l'intérieur des limites du domaine tridimensionnel pris en considération (fig.87). Il s'agit de piézomètres de type :

- Piézomètres crépinés sur la totalité de la ZS de l'aquifère : M23, M24, M25, M26, B10, M145, C03, Bassin Total, Berge forêt Total et Berge Total.
- Piézomètres en flûte de pan (décrits dans le chapitre 3) : Bassin, Berge forêt et Berge.

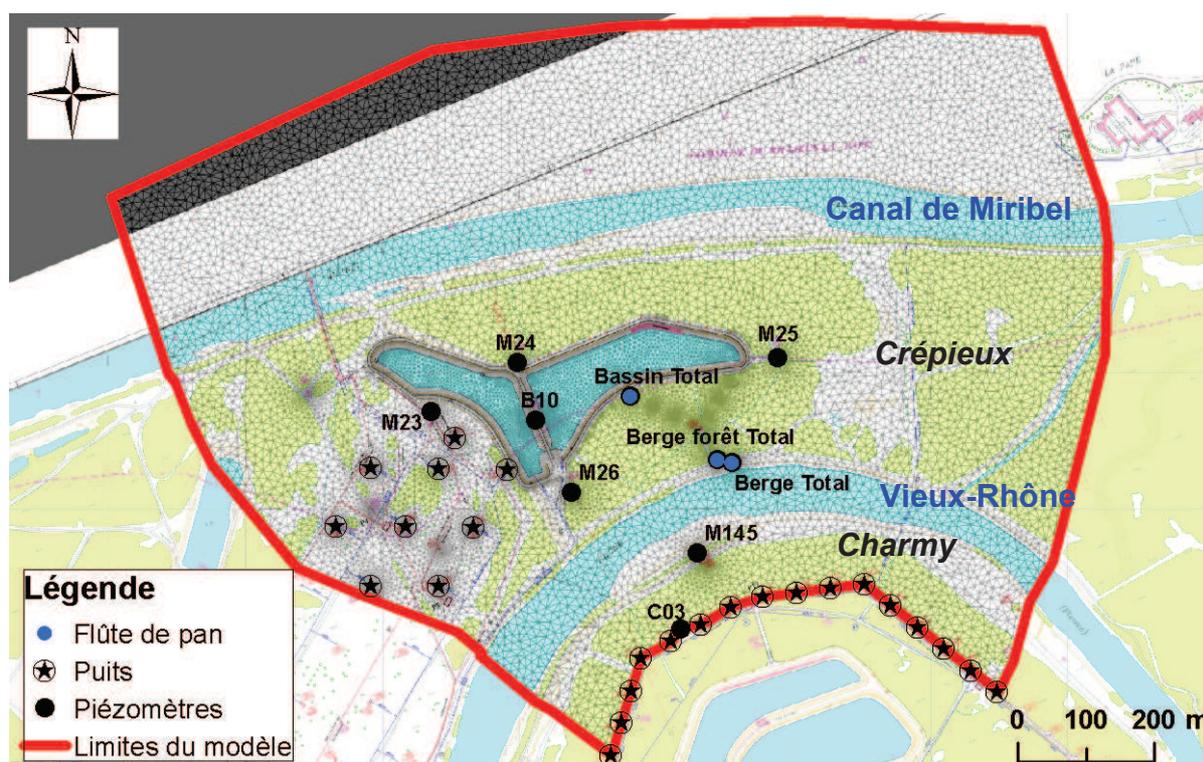


Figure 87 : Ouvrages d'observation cités dans ce chapitre à l'intérieur de la zone étudiée

5.2. Echanges nappe/rivières

Les échanges nappe/rivières sur le champ captant sont l'une des raisons de la présence des bassins d'infiltration sur le site. En effet, les flux d'eau en provenance des différents bras du Rhône rendent vulnérables les puits face à une pollution. De plus, la rivière joue un rôle dans la formation du dôme hydraulique sous les bassins.

Dès lors, il est nécessaire de préciser les relations nappe/rivières sur le champ captant de Crépieux-Charmy. Nous développerons une approche théorique en simulant l'influence du type de conditions aux limites sur les flux dans la nappe, puis nous l'appliquerons sur la base d'observations issues d'un dispositif expérimental.

5.2.1. Principes de base avec un modèle bidimensionnel

Les rivières peuvent être modélisées selon deux types de conditions aux limites : la charge imposée (condition de Dirichlet), et la charge avec transfert imposé (condition de Cauchy). Au moyen d'un modèle théorique bidimensionnel, l'objectif est d'identifier l'influence du type de conditions aux limites sur la surface libre de la nappe et sur la direction des flux dans la ZS.

Le modèle numérique utilise la technique des éléments finis telle qu'elle est implantée dans le logiciel FEFLOW®. L'équation de Richards est résolue en ZNS et ZS couplées. Des charges hydrauliques H1 et H2 constantes sont imposées dans la nappe aux limites du domaine d'étude ($H1 > H2$). La charge hydraulique de la rivière Hriv est également constante et imposée dans le fond de la rivière. Dans cette modélisation on cherche à analyser qualitativement le rôle de la rivière sur les flux dans la nappe.

5.2.1.1. Condition de charge imposée (1^{er} type ou Dirichlet)

Dans un premier temps, on s'intéresse à la modélisation de la rivière comme condition de charge imposée. Dans le modèle bidimensionnel, $H1 > H2$, le gradient hydraulique de la nappe sans l'influence de la rivière est orienté de H1 vers H2.

- Cas : $H1 > Hriv > H2$ (fig.88a) :

Une charge Hriv, inférieure à H1 et supérieure à H2 est imposée dans la rivière. Les lignes de courant qui proviennent de H1 (amont de la nappe) alimentent la rivière. Les lignes de courant qui proviennent de la rivière alimentent la nappe vers H2. Dans ce cas, une limite d'écoulement existe sous la rivière, l'eau provenant de la limite H1 dans la nappe a pour exutoire la rivière et l'eau ne peut pas passer sous le cours d'eau pour rejoindre la limite aval (H2) de la nappe.

- Cas : $H1 > Hriv < H2$ (non représenté sur la figure) :

Pour cette simulation la rivière draine ; les flux sont orientés exclusivement de la nappe vers la rivière. La charge de la rivière étant plus faible, elle constitue le seul exutoire de la nappe. Dans ce cas, une limite d'écoulement existe et les flux provenant des limites H1 et H2 ne passent pas sous la rivière.

- Cas : $H1 < Hriv > H2$ (fig.88b) :

Dans le même modèle bidimensionnel, la charge Hriv est imposée comme supérieure à H1 et H2. Les flux provenant de la nappe sont inexistant car ils sont repoussés par les flux provenant de la rivière. Seuls les flux provenant de la rivière existent dans la nappe. Dans cette simulation, une limite de partage des eaux existe sous la rivière.

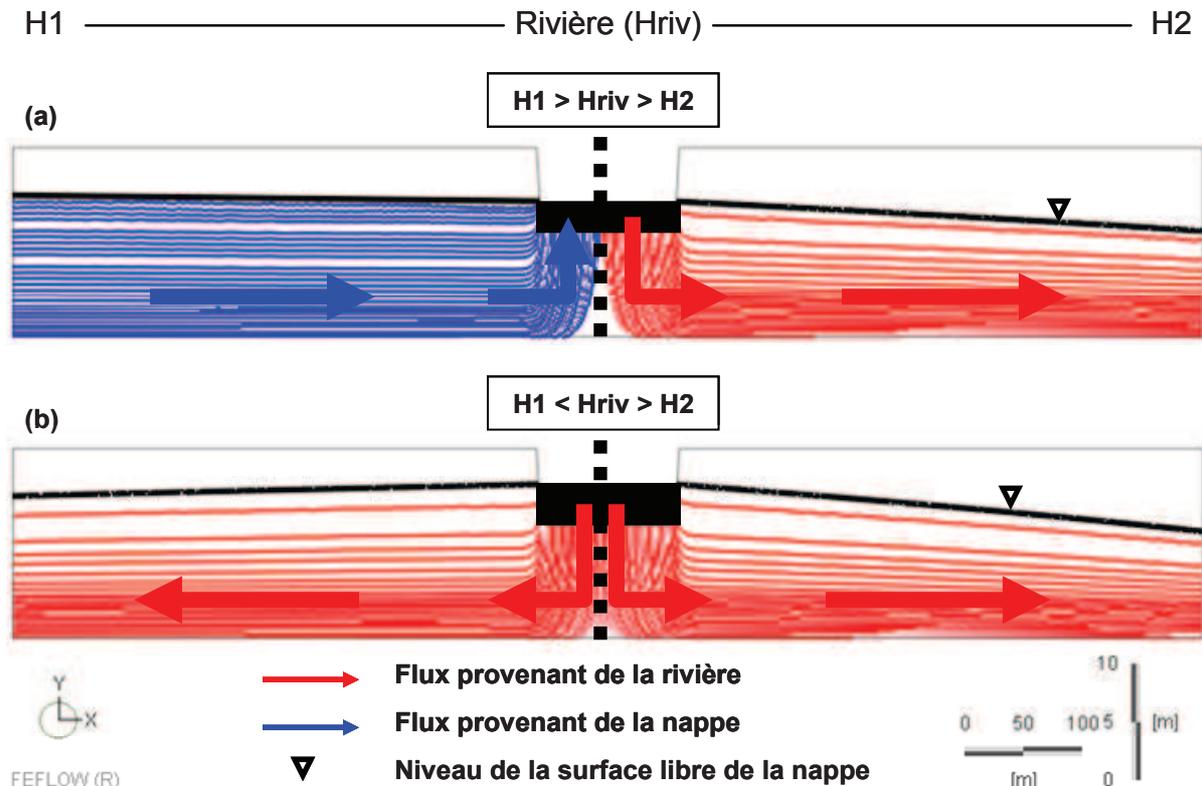


Figure 88 : Influence de la condition de type Dirichlet dans la rivière sur les flux dans la nappe

A l'aide de différentes simulations sur ce modèle théorique bidimensionnel, on a pu mettre en évidence le rôle de la condition de charge imposée dans la rivière sur l'origine et la direction des flux

dans la nappe. Quelle que soit la charge imposée, une limite d'écoulement est toujours créée sous la rivière. Ce type de condition à la limite n'autorise pas de passage d'eau de la nappe sous la rivière.

5.2.1.2. Condition de charge avec transfert imposé (3^e type ou Cauchy)

On modélise maintenant la rivière au moyen d'une condition de Cauchy : le niveau d'eau imposé dans la rivière est couplé à un coefficient de transfert qui contrôle les flux entre le cours d'eau et la nappe. A partir du même modèle bidimensionnel que celui utilisé précédemment, les charges sont imposées telles que : $H1 > H_{riv} > H2$. Un coefficient de transfert est imposé dans le fond de la rivière pour analyser la dynamique des échanges. Le coefficient de transfert est le même pour les flux entrant et sortant de la rivière.

- Cas : **Transfert = 0** (fig.89a) :

Dans cette simulation, le transfert imposé dans la rivière est nul ce qui équivaut à un colmatage total de la rivière. La charge dans la nappe est imposée à $H1$ en amont et à $H2$ en aval pour que la surface libre soit sous le lit de la rivière. Dans ce cas, l'écoulement dans la nappe n'est pas influencé par une alimentation de la rivière, les flux se dirigent de $H1$ vers $H2$.

- Cas : **Transfert > 0** (fig.89b) :

Dans cette simulation, l'eau de la rivière s'infiltre dans la nappe selon le coefficient de transfert imposé. Une partie des flux provenant de l'amont de la nappe $H1$, passent sous la rivière pour rejoindre la limite aval $H2$. On note l'apparition d'un système d'écoulement de la rivière vers l'aval hydraulique dans la nappe $H2$. Deux systèmes d'écoulement coexistent alors dans la nappe : celui qui provient de l'aquifère et celui qui provient de la rivière.

- Cas : **Transfert >> 0** (non représenté sur la figure) :

Un autre cas possible, pour la même charge hydraulique imposée dans la rivière, est d'assigner un coefficient de transfert imposé élevé. Ceci équivaut à imposer une condition de charge (1^{er} type) dans la rivière. La direction des flux est la même que celle observée pour la condition de charge imposée (fig.88a).

Pour une condition de charge avec transfert imposé dans la rivière, la couche colmatante du lit de la rivière peut autoriser des sous-écoulements.

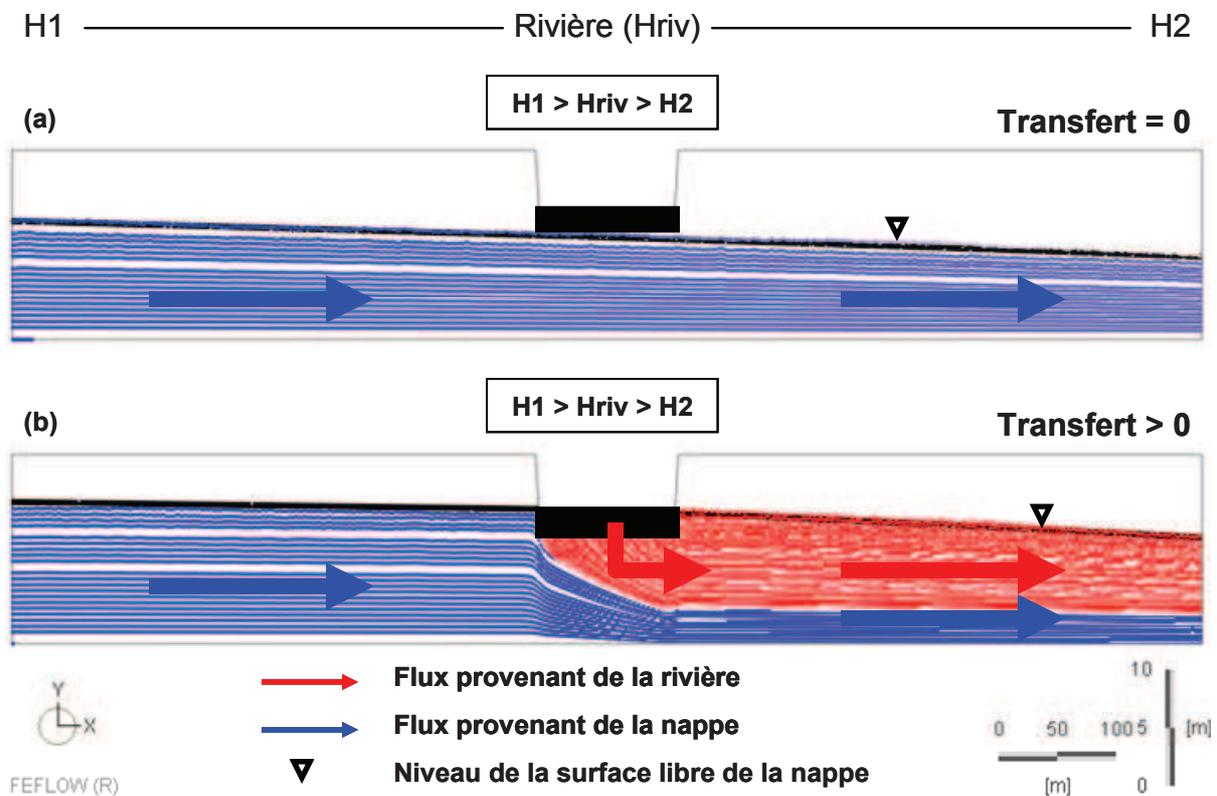


Figure 89 : Influence de la condition de type Cauchy dans la rivière sur les flux dans la nappe

5.2.2. Observations sur le champ captant

5.2.2.1. Dispositif de mesure

Deux séries de piézomètres en flûte de pan ont été implantées dans la berge du Vieux-Rhône afin d'améliorer l'identification des relations nappe/rivière sur le champ captant.

Le coefficient de transfert nappe/rivière dépend des caractéristiques physiques de la couche colmatée située dans le fond de la rivière. Cette couche dépend des dynamiques de sédimentation qui peuvent être différentes selon l'emplacement de la berge (rive droite ou gauche) et le bras de rivière choisi (gradient hydraulique plus fort dans le canal de Miribel que dans le Vieux-Rhône).

Une étude réalisée par Barthelemy (1978a) sur le champ captant a montré qu'en période d'étiage, la nappe est presque totalement décrochée du Vieux-Rhône dans la zone à proximité des puits de pompage. Ce décrochement, identifié par des relevés piézométriques, est lié à une période de colmatage important du lit du Vieux-Rhône.

Les chasses des barrages du Rhône sont des événements ponctuels qui sont particulièrement suivis sur le captage de Crépieux-Charmy. Pendant ces chasses, des quantités importantes de particules fines sont déposées dans le lit de la rivière ce qui va en colmater le fond. Les échanges nappe/rivières vont, de ce fait, diminuer avec l'évolution du colmatage. La nature des dépôts limono-argileux, à la différence des lithologies gravelo-sableuses de l'aquifère, indique qu'il existe une résistance à l'écoulement entre le lit du cours d'eau et la nappe. Dans ce cas, une condition de charge avec transfert imposé qui permet de régler les caractéristiques physiques de la couche colmatante est plus adaptée pour modéliser les échanges nappe/rivières.

Sur le site, la cote piézométrique dans la nappe est mesurée dans des piézomètres crépinés sur toute la hauteur saturée de l'aquifère. Ces piézomètres donnent accès à une mesure de la cote piézométrique comprise sur l'ensemble d'une verticale (si l'écoulement est de type Dupuit, c'est la valeur du potentiel hydraulique). L'hypothèse de Dupuit permet d'affirmer que, pour une nappe libre homogène avec un écoulement horizontal et sans influences extérieures (recharge, drainage), la charge mesurée sur une verticale est la même sur toute la hauteur saturée.

L'objectif du suivi effectué dans les flûtes de pan est d'acquies une mesure de charge hydraulique à différentes profondeurs sur une même verticale dans la nappe. Pour des raisons techniques, l'implantation d'un seul piézomètre permettant de mesurer la charge hydraulique à différentes profondeurs n'est pas possible sur le champ captant. Pour cette raison, les deux séries de piézomètres en flûte de pan sont constituées chacune de 4 piézomètres, placés le plus proche possible sur le terrain (0.5 m de distance) afin d'être assimilés à un seul ouvrage et dont la crépine (de faible longueur) se situe à des profondeurs différentes dans le magasin aquifère.

3 des 4 piézomètres sont forés à différentes profondeurs et crépinés sur une hauteur de 1 m uniquement au fond de l'ouvrage. Suivant la profondeur de l'ouvrage, on utilisera la notation du chapitre 3 : Haut, Milieu, Bas et Total. Le piézomètre Total est crépiné sur toute la hauteur saturée de l'aquifère, il est de même conception que les piézomètres de suivi de la nappe sur le champ captant. Ce piézomètre permet de comparer la mesure globale de la cote piézométrique avec les mesures effectuées à d'autres profondeurs. Dans chacun des piézomètres, une sonde de mesure de la pression et de la température est installée.

L'analyse de ce que l'on observe dans un dispositif composé de flûtes de pan et d'un ouvrage complet associé est basée sur la mesure des isopièzes sur une même verticale dans la nappe. Les flux ainsi que les lignes de courant sont perpendiculaires à ces isopièzes dans un milieu isotrope. Ceci permet de tracer une carte piézométrique en faisant l'hypothèse que la charge hydraulique mesurée est la même sur toute la verticale de la ZS de l'aquifère.

Pour une nappe dont les flux sont horizontaux, l'apport de flux verticaux provenant de la rivière engendre des charges hydrauliques différentes sur une même verticale dans la ZS (fig.90). Les isopièzes ne sont alors plus verticales mais déformées. L'observation de charges différentes sur une même verticale dans la nappe peut être associée à des flux avec des forts gradients hydrauliques locaux dans l'aquifère. Les gradients hydrauliques donnent une information sur les directions d'écoulement existant à différentes profondeurs dans la ZS de la nappe à proximité de la rivière.

Dans la zone observée, le gradient hydraulique de la nappe est orienté de l'île de Crépieux au nord vers l'île de Charmy au sud. Dans ce cas, on fait l'hypothèse que l'alimentation du Vieux-Rhône génère des flux verticaux qui vont déformer les isopièzes dans la nappe (fig.90). Les flûtes de pan

peuvent également apporter une information sur l'existence de sous-écoulements sous le Vieux-Rhône.

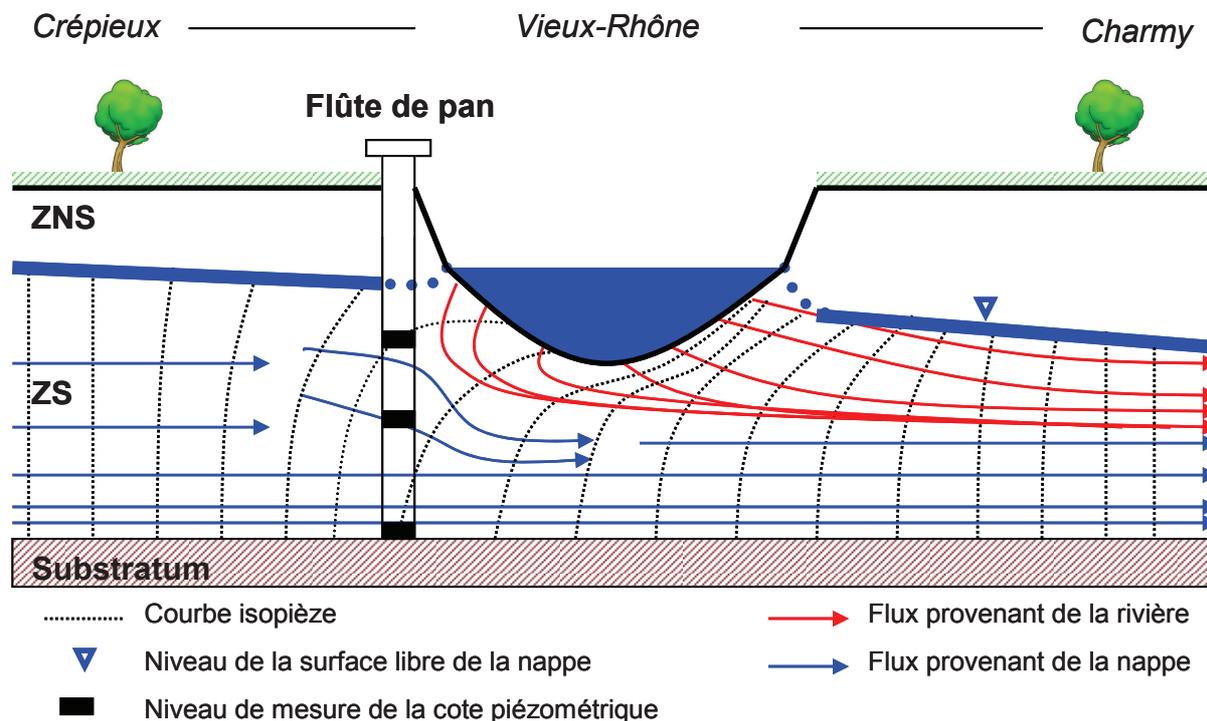


Figure 90 : Forme des isopièzes à proximité du Vieux-Rhône

5.2.2.2. Observations effectuées sur le dispositif

Le but de cette partie n'est pas de décrire les données qui ont été enregistrées tout au long de l'année, mais de dégager les fonctionnements les plus caractéristiques identifiés à partir du suivi sur les flûtes de pan du Vieux-Rhône. Le mois d'octobre 2012 est choisi pour l'analyse. Durant ce mois, le bassin d'infiltration 5.2 a été mis en eau, et les niveaux du Rhône ont fluctué de manière significative, sans pour autant atteindre des cotes de crue.

Les observations sont comparables entre la flûte de pan Berge forêt et la flûte de pan Berge : on se contentera de décrire les phénomènes observés à partir de la flûte de pan Berge forêt.

Le piézomètre M145 crépiné sur toute l'épaisseur de la ZS va servir de référence pour la cote piézométrique enregistrée en rive gauche du Vieux-Rhône. Les fluctuations de la surface du Vieux-Rhône sont aussi suivies pour la période choisie.

Durant le mois d'octobre 2012, les cotes piézométriques relevées en rive droite du Vieux-Rhône sont plus élevées que celles enregistrées en rive gauche dans le piézomètre M145 (fig.91), pour plusieurs raisons :

- Le canal de Miribel a une cote d'eau plus haute que celle du Vieux-Rhône, par conséquent, dans cette zone du champ captant, les flux dans la nappe se dirigent du canal de Miribel vers le Vieux-Rhône.
- Deux bassins d'infiltration (bassins 5.1 et 5.2) sont présents à proximité du dispositif expérimental, ils contribuent à maintenir les niveaux de la nappe.
- Sur l'île de Charmy, un certain nombre de puits de pompage sont actifs en permanence ; ce qui engendre un rabattement permanent des niveaux de la nappe. Sur l'île de Crépieux, les premiers puits d'exploitation sont situés à une distance minimale de 500 m du dispositif expérimental et leurs influences sont moins grandes.

Dans le dispositif, les cotes piézométriques enregistrées dans le piézomètre du haut, sont toujours les plus fortes comparées aux autres niveaux dans la nappe (fig.91). Au fond de l'aquifère, les cotes sont toujours plus basses que celles enregistrées aux autres niveaux. Sur la période du mois d'octobre, les variations des cotes piézométriques fluctuent de manière équivalente particulièrement pour les mesures effectuées en haut, au milieu et au total dans l'aquifère.

Les cotes d'eau du Rhône ne sont pas corrélables simplement avec celles observées dans la nappe pour cette période dans la zone du dispositif expérimental.

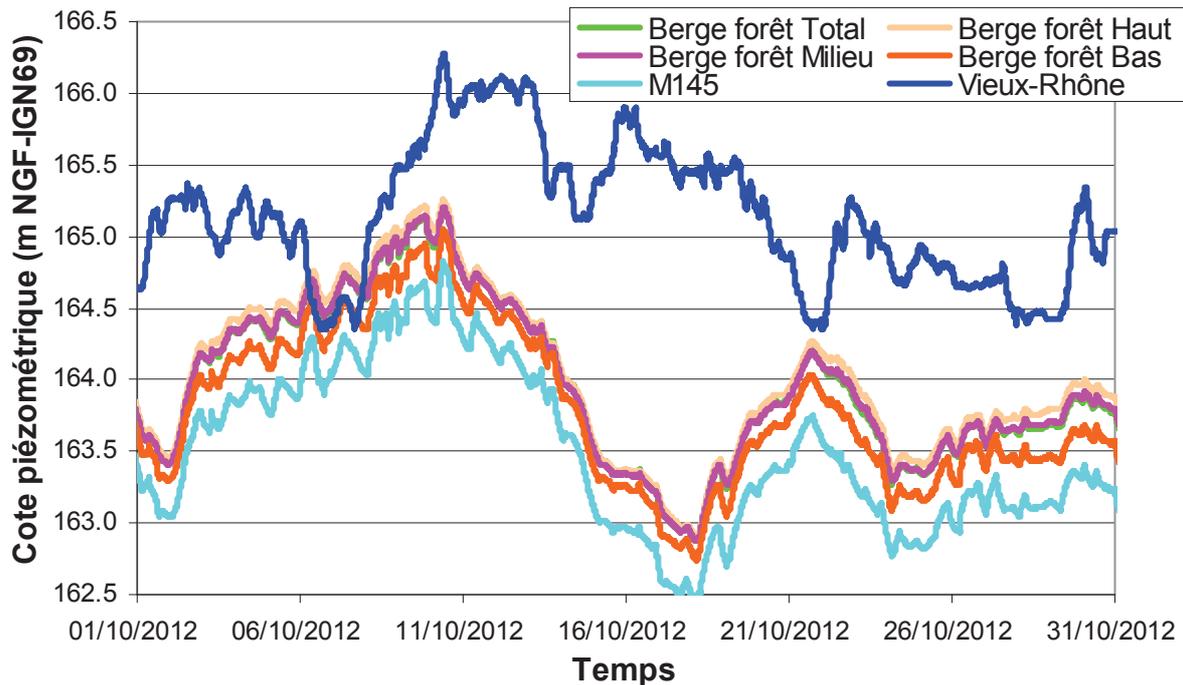


Figure 91 : Relevé des cotes piézométriques et du niveau du Vieux-Rhône au mois d'octobre 2012

L'écart de cote piézométrique entre les piézomètres du haut/milieu et du bas de la nappe, peut être calculé à partir des mesures faites dans le haut et le bas de la nappe (Haut - Bas). La différence de cote peut également être calculée entre le haut et le milieu de la nappe (Haut - Milieu). Au moyen de ce traitement, pour la période du mois d'octobre 2012, les différences calculées sont toujours positives : la cote piézométrique mesurée en haut de la nappe est toujours plus haute que dans les autres profondeurs (fig. 92a).

Le piézomètre C03, crépiné sur toute la hauteur saturée de l'aquifère, est situé à proximité des lignes de puits de Charmy. Les relevés piézométriques effectués dans cet ouvrage sont influencés par les pompages. Autour des fluctuations de grandes amplitudes et de longues périodes (pluri-journalières) de la cote observée en C03, les phases de marche/arrêt des puits provoquent des variations notables de courtes périodes (fig. 92a). Ainsi sur les fréquences élevées, il est possible d'anti-corréler l'activité des pompages sur Charmy avec la différence piézométrique calculée (Haut - Bas). Lorsque la cote piézométrique en C03 baisse brutalement, la différence (Haut - Bas) augmente.

Les hauteurs d'eau du bassin d'infiltration 5.2 permettent de suivre les phases de mise en eau et d'à sec (fig.92b). Les différences calculées pour (Haut - Bas) et (Haut - Milieu) augmentent lorsque le bassin d'infiltration est en eau. Dans la période d'à sec, entre le 11/10/2012 et le 18/10/2012, la différence calculée est moins élevée que durant les phases de mise en eau. Les différences observées (Haut - Bas) et (Haut - Milieu) sont corrélées au fonctionnement du bassin d'infiltration 5.2. Notons également que l'évolution sur de longues périodes (fréquence faible) des cotes piézométriques observées en C03 est liée aux phases de mise en eau du bassin 5.2 situé de l'autre côté du Vieux-Rhône (fig.92b).

Dans tous les cas et quel que soit le niveau de la rivière, le rabattement dû aux puits de Charmy est observable sur les piézomètres en flûte de pan. Si une réaction aux pompages de Charmy est observable de l'autre côté de la rivière sur Crépieux (au nord), c'est qu'il existe un sous-écoulement sous le Vieux-Rhône.

L'analyse des observations est complexe car la cote piézométrique mesurée dans les flûtes de pan est influencée à court terme par les pompages sur Charmy, à plus long terme par le bassin d'infiltration 5.2 lorsqu'il est en eau et par le Vieux-Rhône. Dans ce cas, le calcul du coefficient de transfert nappe/rievière est difficile avec la seule observation sur les ouvrages. En effet, ils sont placés

dans une zone de fortes pressions anthropiques sur la nappe, que ce soit par les bassins d'infiltration ou les puits de pompage.

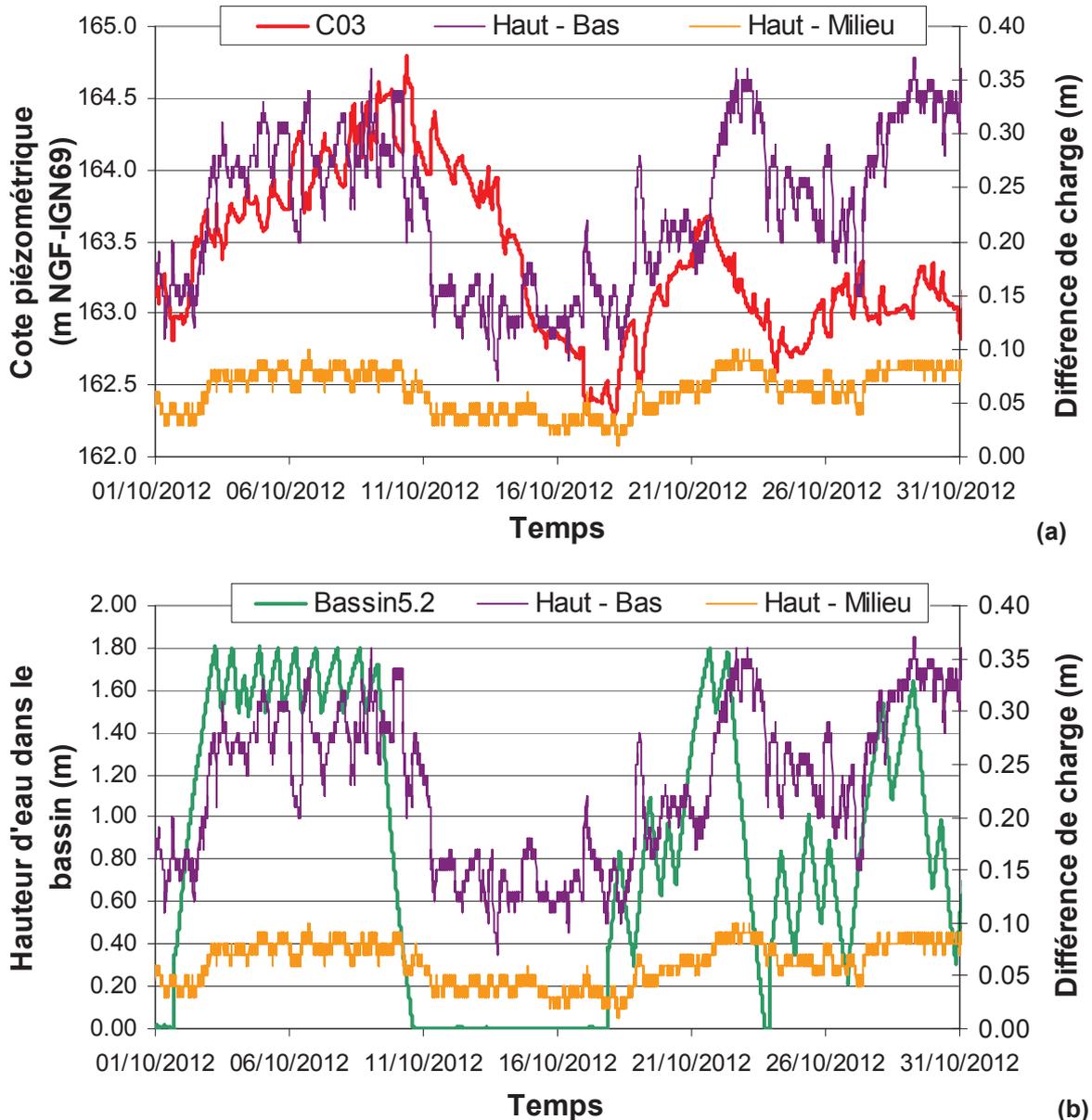


Figure 92 : Différences de cotes piézométriques (Haut – Milieu) et (Haut – Bas) pour les données acquises sur la flûte de pan Berge forêt avec les cotes piézométriques dans l'ouvrage C03 (a) et niveaux d'eau dans le bassin 5.2 (b) en octobre 2012

5.2.2.3. Observations dans les flûtes de pan lors d'un essai de pompage sur les puits de Charmy

Dans le but d'aller plus loin dans l'analyse des données acquises dans les flûtes de pan du Vieux-Rhône, un essai de pompage est conduit sur les puits de Charmy. L'essai est suivi sur les flûtes de pan en haut, au milieu et en bas de l'aquifère. L'information sur le piézomètre total n'est pas accessible (il n'était pas encore réalisé au moment de l'essai).

L'ensemble des puits sur Charmy est mis à l'arrêt pendant une demi-journée avant l'essai. Au démarrage de l'essai, 8 puits sont activés en même temps, le débit de pompage total est maintenu

pendant 1.5 jours à environ 2000 m³/h. Notons que la plupart de ces puits de pompage sont crépinés uniquement sur la partie inférieure de l'aquifère.

A l'échelle de temps de 8 jours comprenant l'essai de pompage (du 04/12/2011 au 12/12/2011), les niveaux de la nappe montent (fig.93). Cette montée générale des niveaux de la nappe est corrélée à des niveaux hauts observés dans le Vieux-Rhône. Un déphasage inférieur à une journée existe entre la montée du niveau dans la rivière et la réaction observée dans la nappe.

La cote piézométrique enregistrée en C03 sur Charmy est toujours plus basse que celle mesurée dans les piézomètres sur l'île de Crépieux.

Comme dans la fig.91, les piézomètres du bas (Berge bas et Berge forêt Bas) sont globalement confondus. La cote piézométrique relevée sur ces ouvrages est plus basse que les autres mesures effectuées en haut et au milieu de l'aquifère. Les piézomètres du bas sur Crépieux réagissent le plus fortement au pompage (fig.93).

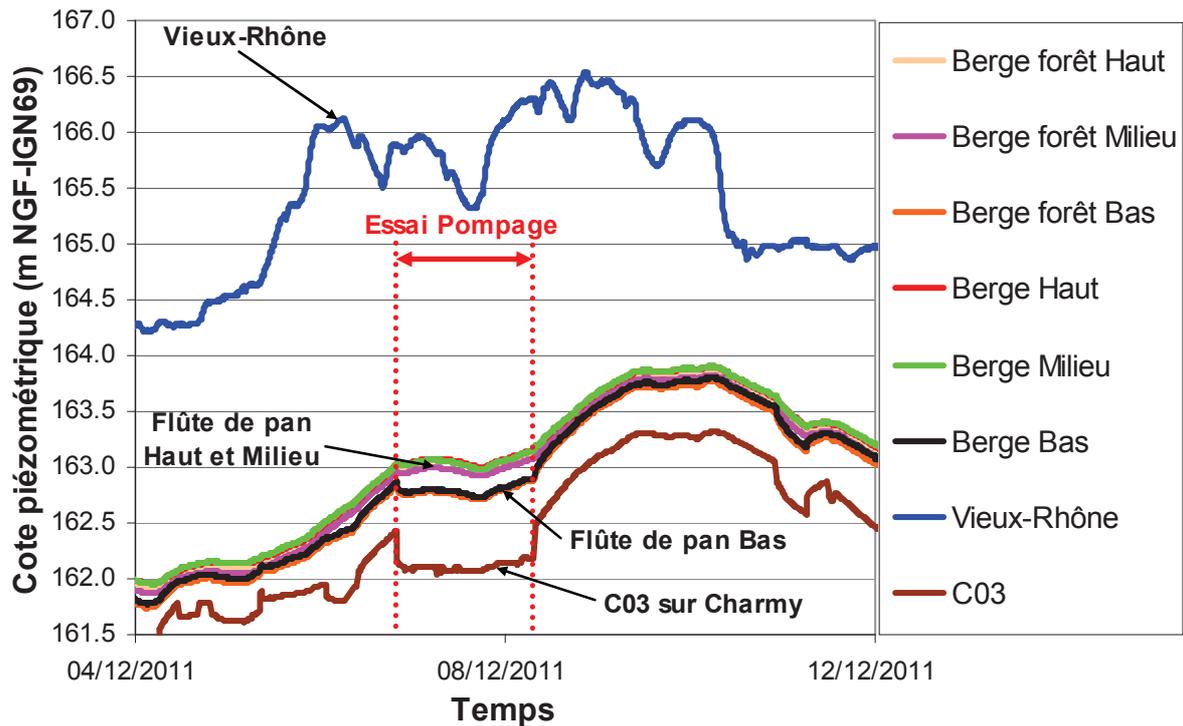


Figure 93 : Cotes piézométriques relevées lors de l'essai de pompage sur les puits de Charmy et niveau du Vieux-Rhône

Focalisons l'analyse sur l'essai de pompage et le rabattement observé dans les piézomètres. Les évolutions piézométriques mesurées dans Berge forêt Bas et Berge Bas étant semblables, l'analyse porte uniquement sur la flûte de pan Berge, située au plus près du Vieux-Rhône.

Le rabattement sur le piézomètre C03, situé sur Charmy et à proximité des puits de pompage, varie immédiatement lors de l'essai et servira de référence (fig.94). Il est rapidement stabilisé à une valeur de 0.4 m. Le rabattement observé dans Berge Bas réagit aussi au pompage, avec un rabattement maximal de 0.1 m.

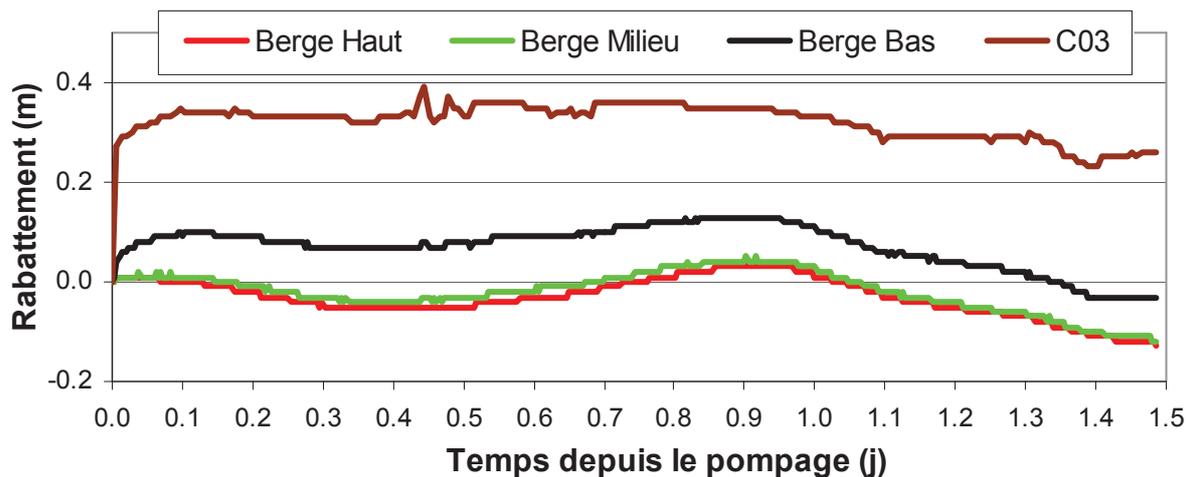


Figure 94 : Rabattement observé sur la flûte de pan Berge et sur le piézomètre C03 lors de l'essai de pompage sur Charmy

A l'issue de ces observations, deux hypothèses non exclusives sont possibles :

- Les échanges nappe/rivières sont forts, de ce fait, la réalimentation du haut de la nappe par la rivière compense le rabattement observé. Ceci expliquerait l'absence de rabattement en haut et au milieu de la nappe.
- Les pompages sont effectués préférentiellement dans la partie basse de l'aquifère. Si des hétérogénéités verticales existent, plusieurs lithologies superposées avec plus ou moins de relations entre elles sont sollicitées. La lithologie du fond peut être continue de part et d'autre de la rivière, et si elle est surmontée d'une couche moins perméable, elle peut être plus fortement sollicitée. Un pompage dans cette couche profonde occasionne un rabattement remarquable de l'autre côté de la rivière, fonction de la distance d'observation.

5.2.3. Relations nappe/rivières : bilan des observations

La cote piézométrique mesurée en bas de l'aquifère est toujours différente de celles observées en haut, au milieu et sur la totalité de la nappe. La différence entre la cote piézométrique du haut et du bas est corrélée aux pompages existants sur Charmy. Sur des plus longues périodes temporelles, la différence entre la cote piézométrique du haut et du bas de l'aquifère est corrélée avec les phases de mise en eau du bassin 5.2.

Les mesures dans le piézomètre crépiné sur la totalité de l'aquifère sont comparables à celles effectuées en haut et au milieu de la nappe. La mesure de la cote piézométrique en bas de l'aquifère est une information importante dans l'identification du sous-écoulement sous le Vieux-Rhône. La rivière ne peut pas être considérée comme une simple limite de flux dans la nappe car l'effet d'un pompage sur Charmy est observable sur l'autre rive.

Le rabattement calculé aux trois profondeurs disponibles de la nappe est différent, ceci peut indiquer la présence d'hétérogénéités dans l'aquifère.

L'emplacement des flûtes de pan du Vieux-Rhône, situées à proximité des puits de pompage sur Charmy rend difficile la détermination d'un coefficient de transfert nappe/rivière dans le Vieux-Rhône avec l'analyse des cotes piézométriques.

5.3. Rôle des échanges bassin/nappe

Dans l'hypothèse où les flux verticaux entre le Vieux-Rhône et la nappe sont trop faibles pour être mesurables dans les flûtes de pan de la rivière ; ceux provenant des bassins d'infiltration sont maintenus élevés sur le site de captage. Ce fait nous a conduit à mettre en place une flûte de pan placée au pied de la digue extérieure au bassin d'infiltration 5.2, ce qui permet d'analyser l'effet des flux verticaux engendrés par le bassin sur les flux horizontaux de la nappe.

5.3.1. Dispositif de mesure au niveau du bassin d'infiltration 5.2

Dans les bassins d'infiltration du champ captant, les vitesses d'infiltration sont mesurées et maintenues élevées. Le flux provenant des bassins d'infiltration relève localement le niveau de la nappe (fig.95). On peut s'attendre à observer des cotes piézométriques de plus en plus fortes du bas vers le haut dans la nappe liées à des flux verticaux à proximité des bassins.

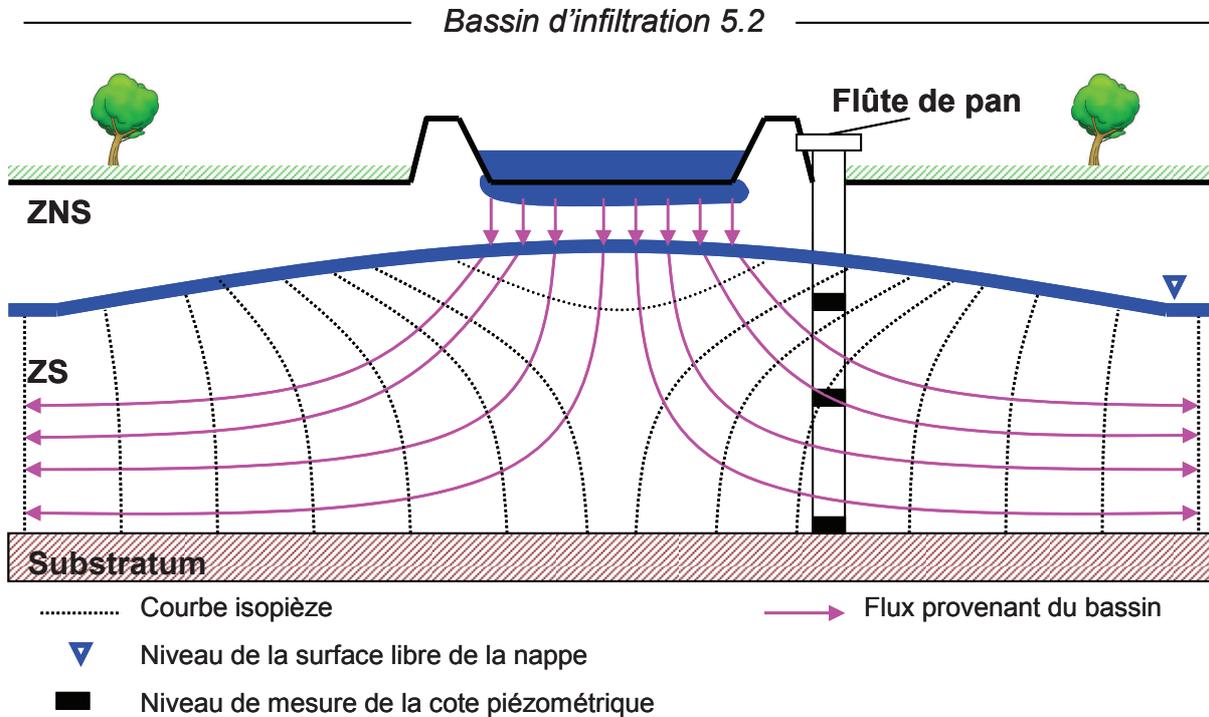


Figure 95 : Forme des isopièzes à proximité du bassin d'infiltration 5.2

La flûte de pan Bassin placée au pied de la digue du bassin d'infiltration 5.2 est de même conception que celles implantées dans les berges du Vieux-Rhône, à savoir trois piézomètres à différentes profondeurs (plus un ouvrage complet). On utilise les cotes piézométriques observées pour en déduire les directions des flux dans la nappe (perpendiculaires aux lignes isopièzes).

5.3.2. Observations effectuées sur le dispositif

Une chronique d'observations est choisie pour le calage des paramètres hydrodynamiques dans les simulations 1 et 2 qui vont suivre.

La chronique est composée de deux événements (fig.96) :

- Période de crue (du 11/06/2012 au 17/06/2012) : dans le canal de Miribel et dans le Vieux-Rhône : pendant cette période les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 sont à l'arrêt. Les piézomètres permettent d'observer la réponse de la nappe au passage de la crue avec un facteur de retard.
- Période avec bassins d'infiltration actifs (du 19/06/2012 au 26/06/2012) : après la crue, une période de mise en eau des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2.

Dans la période de crue (fig.96), les cotes piézométriques mesurées aux différentes profondeurs dans la nappe sur la flûte de pan Bassin sont comparables.

Dans la période où les bassins d'infiltration sont en eau, les cotes piézométriques mesurées en haut, au milieu et sur toute l'épaisseur sont comparables, mais le piézomètre du bas a une cote inférieure.

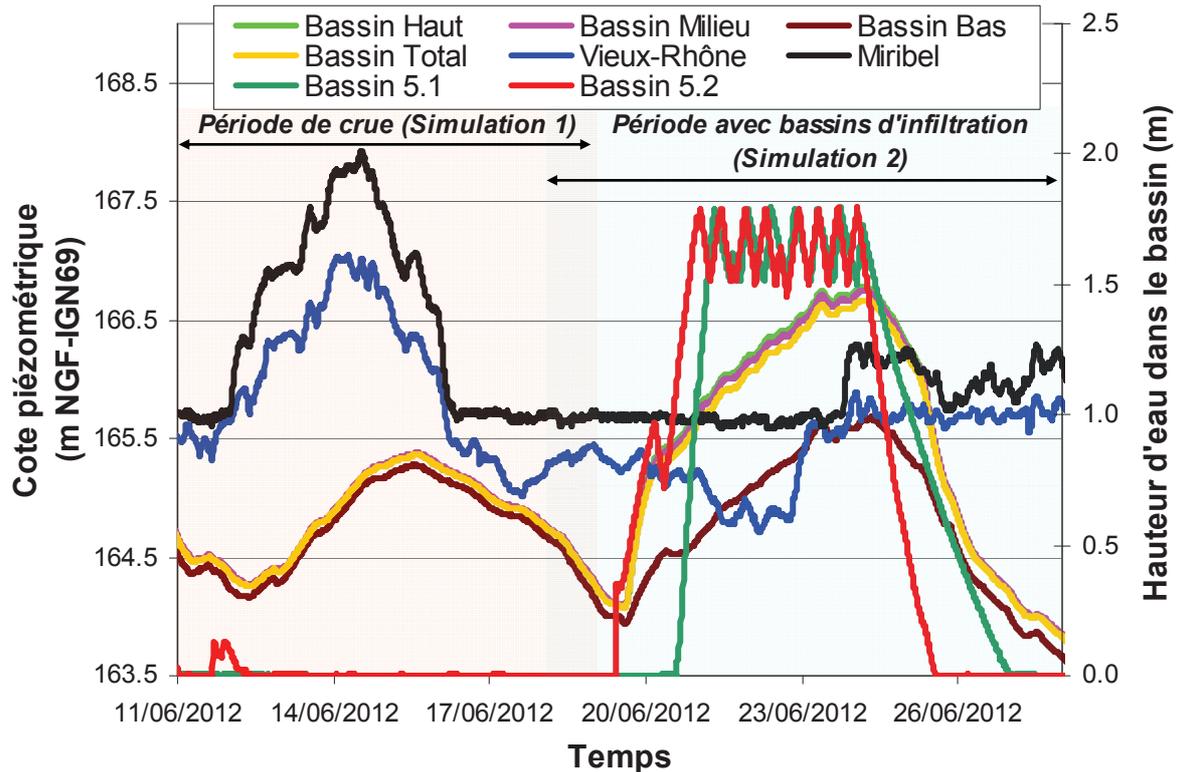


Figure 96 : Cotes piézométriques et niveaux dans les rivières observés pour une chronique avec deux événements distincts : le passage d'une crue et la mise en eau des bassins d'infiltration

On présente (fig.97) les courbes de différence de cotes piézométriques pour (Haut - Bas), ainsi que pour (Haut - Milieu). Lorsque les bassins sont vides, la différence (Haut - Bas) dans l'aquifère est faible, constante à une valeur de 0.1 m. La différence (Haut - Milieu) dans la nappe est nulle.

Quand le bassin d'infiltration 5.2 est mis en eau, la différence (Haut - Bas) augmente fortement. Tant que le bassin 5.2 est maintenu en eau, la différence (Haut - Bas) est constante, autour de 1.10 m. Pendant la mise en eau, la différence (Haut - Milieu) augmente de façon négligeable. A l'arrêt des bassins, la différence (Haut - Bas) chute rapidement pour arriver à une valeur de 0.2 m. La différence (Haut - Milieu) est liée uniquement à la mise en eau du bassin 5.2.

Ces observations sont confirmées par d'autres chroniques (non présentées), avec la même dynamique de réponse de la flûte de pan Bassin en fonction de la mise en eau du bassin d'infiltration 5.2.

Si l'évolution de la cote piézométrique en profondeur avait reproduit le schéma de fonctionnement présenté dans la figure (fig.95), on aurait remarqué une différence de cote piézométrique significative entre les mesures du haut et du milieu de l'aquifère ; et pas seulement entre le haut et le bas. Ceci n'est jamais le cas dans nos observations.

Lors des forages de la flûte de pan du bassin d'infiltration 5.2, une couche de sables très fins graveleux a été détectée entre 8.70 m et 9.70 m de profondeur (épaisseur de 1 m) (fig.98). Les piézomètres du haut et du milieu de l'aquifère sont crépinés sur une épaisseur de 0.5 m au-dessus de cette couche. Le piézomètre du bas est crépiné en dessous de cette couche. Les piézomètres du bas et celui crépiné sur la totalité de la ZS sont forés jusqu'au substratum argileux de l'aquifère qui est atteint à 12.20 m de profondeur.

La présence de cette couche de sable très fin graveleux que nous appellerons « lentille » peut influencer les flux dans l'aquifère. Ce point sera vérifié avec une modélisation numérique tridimensionnelle.

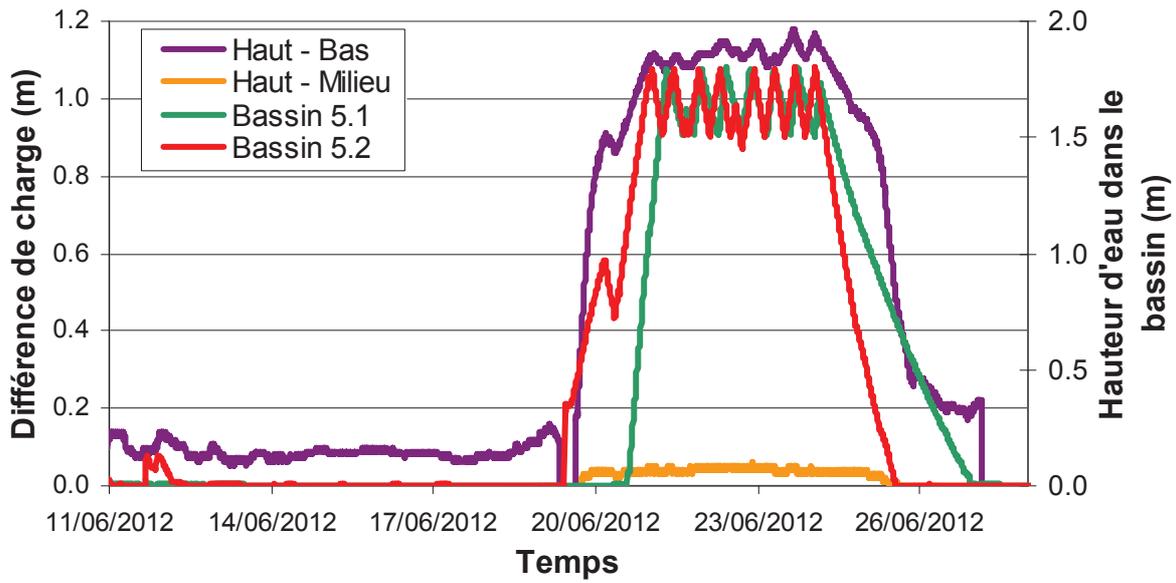


Figure 97 : Différences de cotes piézométriques observées dans la flûte de pan Bassin et niveaux d'eau dans les bassins 5.1 et 5.2

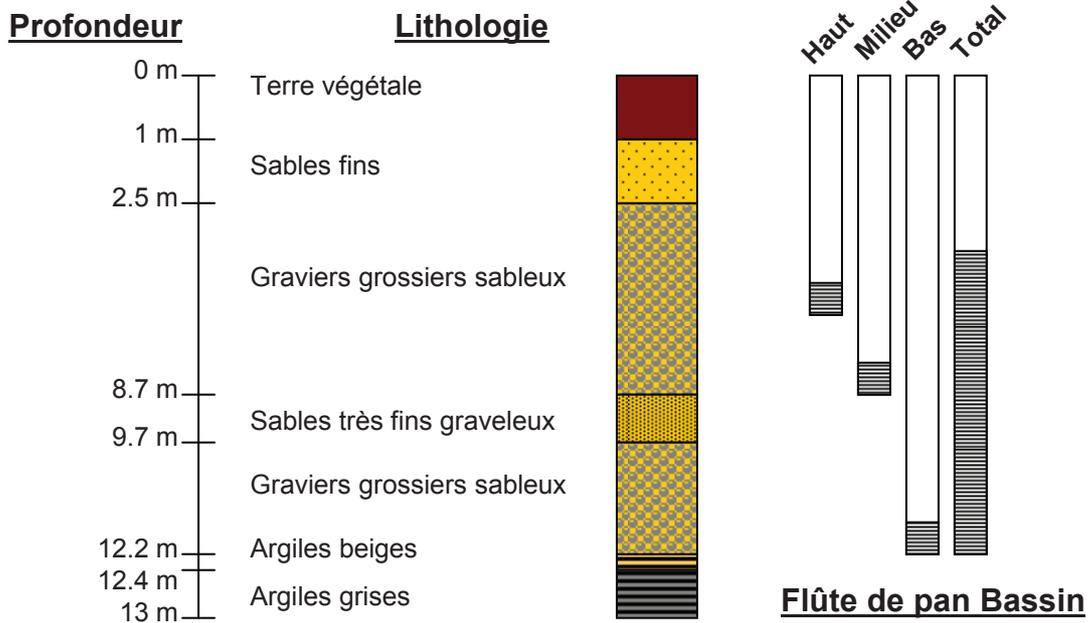


Figure 98 : Profil géologique au niveau de la flûte de pan Bassin

5.4. Modélisation de la zone étudiée

5.4.1. Elaboration du modèle

Pour reproduire les écoulements en zone variablement saturée et dans la nappe, l'équation de Richards est utilisée. Les caractéristiques hydrodynamiques sont variables spatialement, en accord avec la connaissance de la lithologie. Les limites géométriques du modèle sont choisies en fonction des connaissances « géologiques » (barrières imperméables...) et des données disponibles (hauteurs d'eau dans les rivières, hauteurs piézométriques...), et de notre capacité à traduire ces connaissances aux limites en expressions mathématiques.

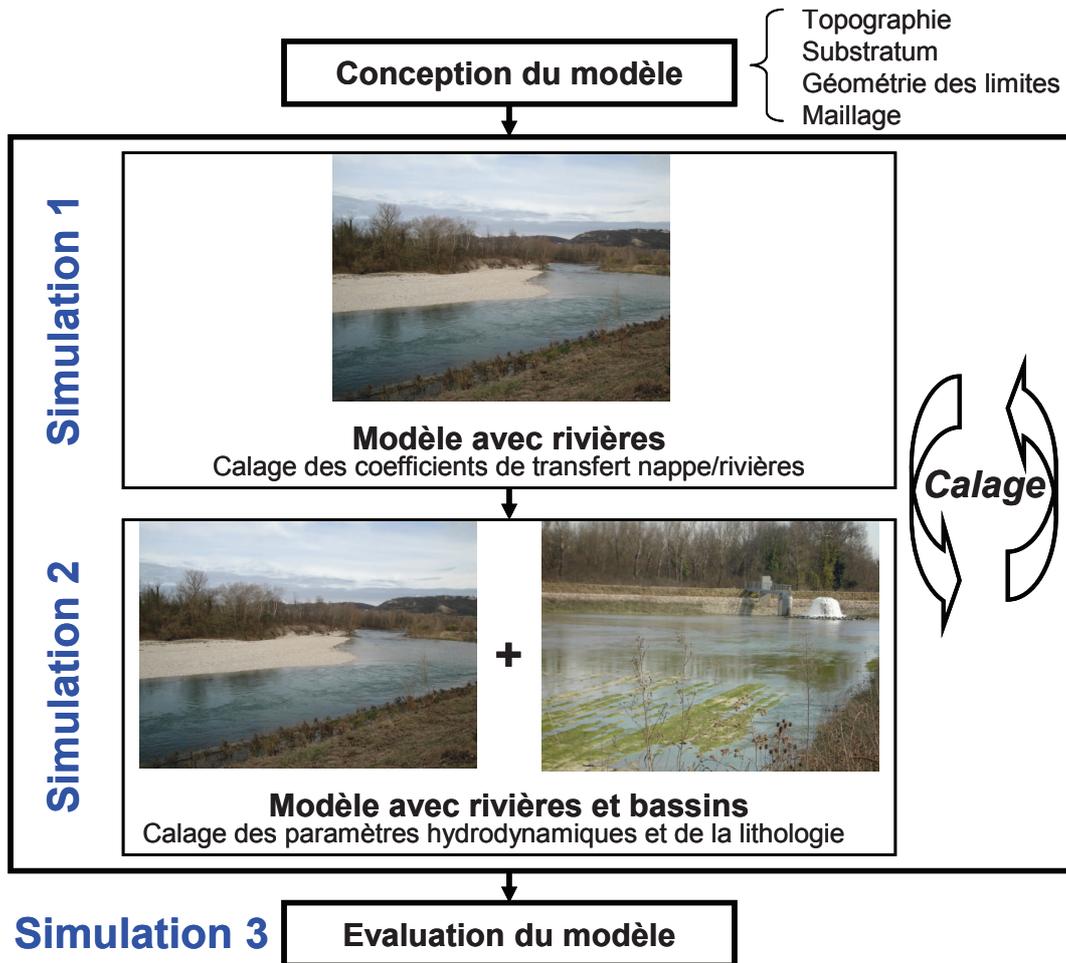


Figure 99 : Etapes de mise en place du modèle tridimensionnel

La construction du modèle (fig.99) nécessite de connaître la topographie du terrain, les bathymétries des rivières et les cotes du substratum de la nappe. La zone modélisée est limitée au secteur des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2, de la zone d'étude expérimentale et des deux bras du Rhône (canal de Miribel et Vieux-Rhône).

Dans cette géométrie, les conditions aux limites sont imposées et les caractéristiques physiques du modèle sont calées pour permettre de rendre compte des écoulements dans l'aquifère. Deux périodes d'observation sont choisies successivement pour caler le modèle qui font l'objet de deux simulations :

- **Simulation 1** (8 jours) : période de passage d'une crue dans les rivières (fig.96 et fig.99). On cherche à reproduire la réaction de la surface libre de la nappe lors de la crue. Durant cette période, les bassins d'infiltration sont vides. Cette simulation permet d'estimer les coefficients de transfert entre la nappe et les rivières ainsi que la teneur en eau de drainage de la nappe.
- **Simulation 2** (10 jours) : période de fonctionnement des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 (fig.96 et fig.99), avec prise en compte des échanges nappe/rivières (avec des hauteurs d'eau sensiblement constantes dans les rivières). Dans cette simulation, on reproduit les hauteurs

d'eau observées dans les bassins d'infiltration et les variations du niveau de la surface libre de la nappe.

Dans un premier temps, certains paramètres physiques du modèle sont calés dans la simulation 1. Suite à la simulation 2 le calage d'autres paramètres est effectué. Si les résultats de la simulation 2 nécessitent de recalibrer les paramètres physiques, on refait la simulation 1 pour vérifier que les résultats obtenus sont en accord avec les observations. A l'issue du calage dans les simulations 1 et 2, on détermine un seul jeu de paramètres physiques permettant de représenter correctement les observations réalisées pour les deux périodes, ce sera notre modèle de « référence ».

- **Simulation 3** (17 jours) : elle correspond à une autre période d'observation où les bassins 5.1 et 5.2 sont en fonctionnement et les rivières ont des niveaux d'eau différents. Cette simulation permet d'évaluer la capacité du modèle à reproduire des observations correspondantes à des conditions initiales et aux limites différentes (robustesse du modèle).

5.4.2. Géométrie et caractéristiques physiques

L'espace modélisé est une partie de l'aquifère quaternaire des alluvions du Rhône qui prend en considération deux bras de rivières (canal de Miribel et Vieux-Rhône), deux bassins d'infiltration (bassin 5.1 et 5.2), des puits de pompage et la zone du dispositif expérimental (forage, piézomètres et flûtes de pan) (fig.100a). La zone d'étude est soumise à des conditions aux limites choisies sur le champ captant.

Le modèle est implanté dans le logiciel FEFLOW[®], le solveur utilise la méthode des éléments finis : l'espace est divisé en éléments prismatiques (6 nœuds). L'équation de Richards est résolue selon la variable H . Le maillage se compose de 603288 éléments répartis sur 14 couches, raffiné autour des puits de pompage, des piézomètres d'observation, sous les bassins d'infiltration et sous les rivières (fig.100b).

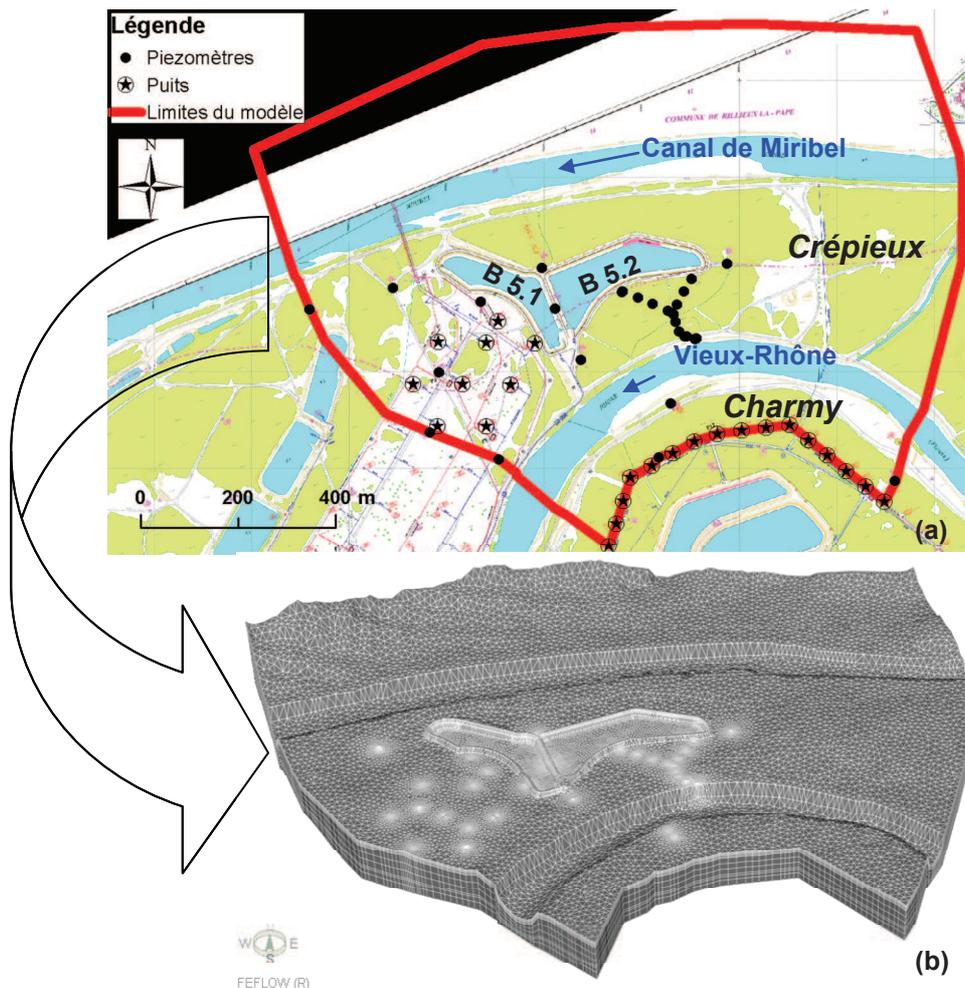


Figure 100 : Domaine d'étude (a) et vue tridimensionnelle du maillage dans FEFLOW[®] (b)

Le toit du modèle est une combinaison des données d'un modèle numérique de terrain (MNT Lyon), des cotes altimétriques relevées sur les ouvrages, piézomètres, puits et bassins (diverses sources Grand Lyon et Veolia) et des dernières bathymétries réalisées dans les rivières (SEGAPAL, 2010). Ces données sont intégrées dans un système d'information géographique (SIG), à l'aide du logiciel ArcGis®.

Le fond du modèle est le substratum de la nappe, disponible dans le logiciel ROSALYE (Tribouillard, 2009), complété des données issues des derniers forages réalisés. La carte altimétrique du substratum est disponible dans l'annexe 14.

Le fond des bassins d'infiltration est horizontal, comparable à ce que l'on peut observer sur le terrain. La cote de fond de bassin, à la surface de la couche de sable calibré est de 168.65 m pour le bassin 5.1 et de 169.35 m pour le bassin 5.2.

Les analyses réalisées dans le fond des bassins d'infiltration, ainsi que des études antérieures indiquent des lithologies de type remblais (limons et graves), et la présence de couches limono-argileuses de 1 m à 2 m d'épaisseur (Douce *et al.*, 2006). Nous ne disposons pas de données précises des lithologies dans le fond des bassins. La méthodologie développée dans le chapitre 4 est appliquée pour la répartition des couches lithologiques. On attribue les couches identifiées dans le fond du bassin comme une couche B, sous la couche A (sable calibré) de caractéristiques physiques différentes de celles de l'aquifère gravelo-sableux (couche C). Les observations des profils de forages des ouvrages mis en place dans le dispositif expérimental sont aussi prises en considération.

Le maillage est organisé en différentes couches lithologiques sur lesquelles une valeur de conductivité hydraulique à saturation est attribuée (fig.101).

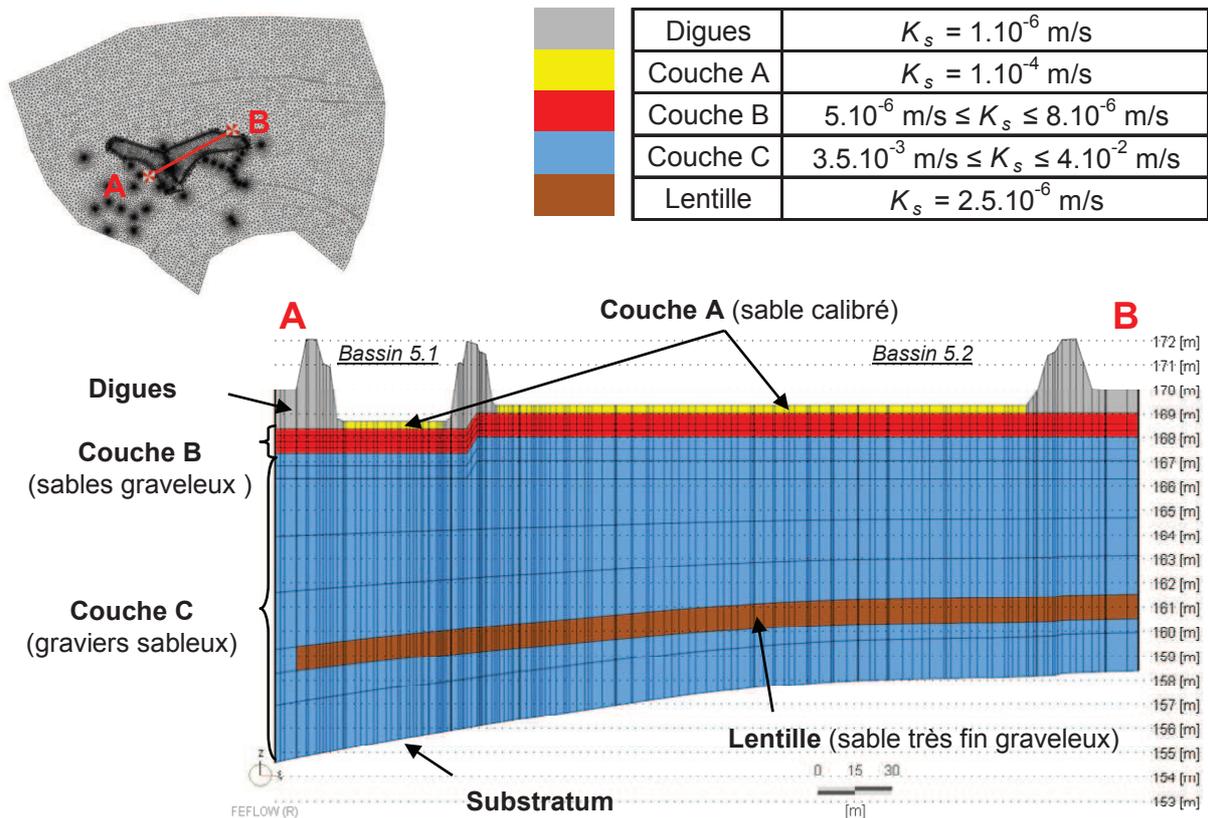


Figure 101 : Choix des couches, maillage et conductivités hydrauliques à saturation des différentes lithologies dans le modèle tridimensionnel

- Couche A (sable calibré) : le sable calibré est représenté sur une seule couche de maille, horizontale, de 0.3 m d'épaisseur. La conductivité hydraulique à saturation de cette couche est constante $K_{sA} = 1.10^{-4} \text{ m/s}$, valeur qui correspond à un sable « neuf » dans les deux bassins.

- Couche B (sables graveleux) : placée sous la couche A, horizontale sous chaque bassin. L'épaisseur de la couche B n'est pas connue, par analogie avec les résultats obtenus au chapitre 4, on prendra une épaisseur de 1 m. La conductivité hydraulique à saturation de cette couche est calée pour représenter les hauteurs d'eau et les flux observés dans les bassins.

- Couche C (gravier sableux) : située sous la couche B, la conductivité hydraulique à saturation de cette couche est élevée, comparable aux résultats des essais de pompage réalisés dans le forage expérimental. Une couche d'un mètre d'épaisseur est placée dans la ZS pour inclure les caractéristiques physiques d'une lentille de sable très fin graveleux identifiée dans le profil de forage de la flûte de pan Bassin.

5.4.3. Conditions aux limites

5.4.3.1. Surface supérieure

A la surface supérieure du modèle (fig.102), pour toutes les simulations réalisées, les conditions sont propres à chaque « objet » :

- Les rivières sont représentées par des conditions de charges variables avec des transferts imposés, comme cela a été justifié précédemment. Sur le champ captant, la mesure du niveau d'eau des deux cours d'eau est effectuée à l'aval hydraulique du modèle. Les gradients hydrauliques des rivières sont calculés (modèle MAGE/ADIS, CEMAGREF). A partir de la mesure de la cote aval, on en déduit la cote amont (+ 0.09 m pour le canal de Miribel et + 0.01 m pour le Vieux-Rhône). L'évolution des cotes d'eau mesurées est imposée comme charge dans la rivière. Les coefficients de transfert qui règlent les échanges nappe/rivières sont issus du calage.

- Les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 lorsqu'ils sont en eau, sont simulés selon un bilan de masse dont le concept a déjà été détaillé dans le chapitre 4. Les débits d'eau introduits dans le bassin sont imposés, la hauteur d'eau dans le bassin est calculée. La correspondance entre la hauteur d'eau observée et le volume d'eau présent pour les bassins 5.1 et 5.2 est disponible à l'annexe 15. Dans la modélisation, le transfert dans le fond du bassin dépend des caractéristiques physiques des couches A et B.

- Les précipitations et l'évapotranspiration sont négligeables dans notre approche compte tenu des temps de simulation et des volumes d'eau alimentés via les bassins. De ce fait, le reste de la surface supérieure est soumise à une condition de flux nul.

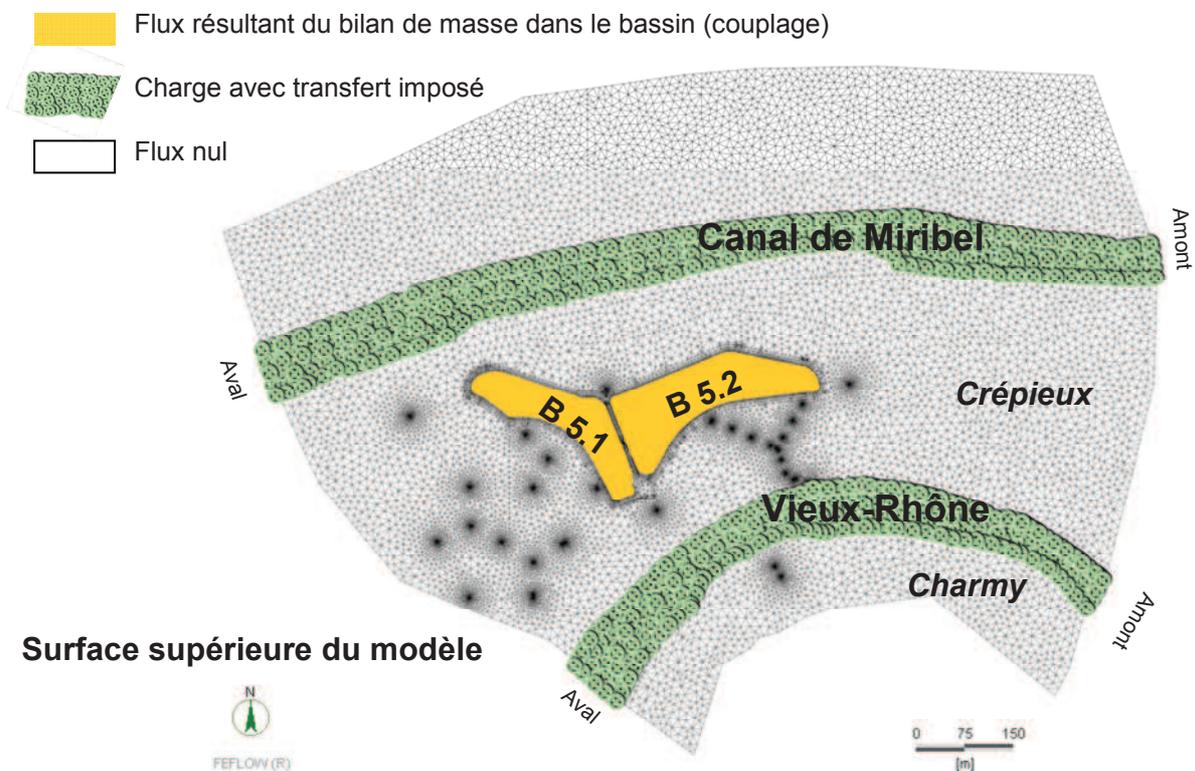


Figure 102 : Conditions aux limites imposées à la surface supérieure du modèle

5.4.3.2. En profondeur

Dans la ZS de la nappe, il faut imposer des conditions aux limites adéquates. Ces conditions aux limites imposées suivent toujours la même organisation dans toutes les simulations.

- Au nord, une condition de flux nul est imposée à la limite de la côtère de Dombes (fig.103).

- Les autres contours du modèle sont imposés comme des conditions de charges (Dirichlet) variables dans le temps (fig.103). La charge imposée est liée aux observations réalisées dans les ouvrages (piézomètres, puits) ainsi que dans les rivières (annexe 16). A noter que la limite de charge imposée sur Charmy correspond à l'emplacement d'une série de puits. Dans cette zone, on néglige les pertes de charge quadratiques dans les puits. La charge observée dans le puits est celle qui est imposée dans la nappe.

- Les puits de pompage sont activés en fonction des débits prélevés sur le champ captant (fig.103). Il existe une incertitude sur les débits de pompage (pour des débits entre 250 et 500 m³/h, ± 10 %). Les puits captent l'eau sur toute la hauteur d'eau saturée de la nappe sur Crépieux.

ZS du modèle

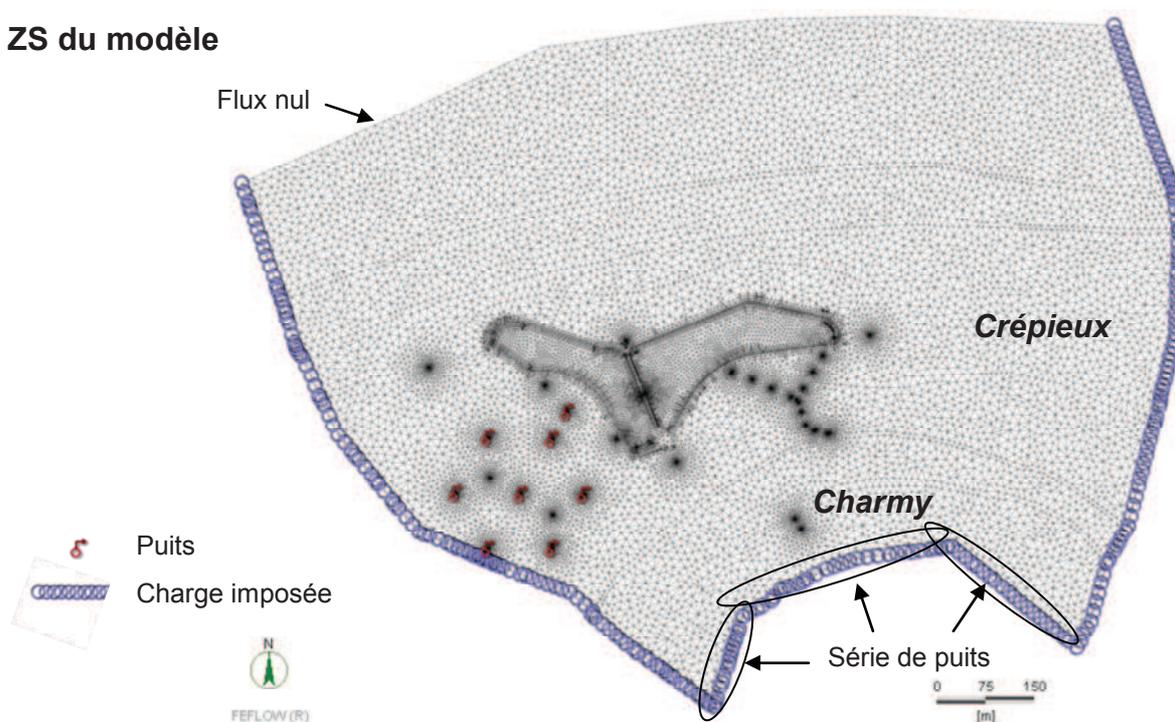


Figure 103 : Conditions aux limites dans la ZS du modèle

5.4.3.3. Surface inférieure

Le substratum molassique (ou les alluvions morainiques fines) de la nappe alluviale est considéré comme étant imperméable. La surface inférieure du modèle est modélisée comme une limite à flux nul à la cote altimétrique du substratum (carte disponible en annexe 14).

5.4.4. Simulation 1 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières

5.4.4.1. Coefficient de transfert

Les deux bras de rivière sont simulés comme des conditions de charge avec transfert imposé. Le coefficient de transfert nappe/rivière est calculé selon les caractéristiques physiques d'une couche de dépôt située dans le lit de la rivière. Cette couche a une conductivité hydraulique à saturation K_s et une épaisseur d . Le rapport K_s / d permet de calculer le coefficient de transfert Φ .

Dans le modèle, pour le canal de Miribel et le Vieux-Rhône, l'épaisseur de la couche colmatante n'est pas connue. On fait l'hypothèse que cette couche a une épaisseur constante $d = 0.3$ m (fig.104) et que chaque bras de rivière dispose d'un coefficient de transfert. La valeur de K_s est calée avec la simulation 1 pour chacune des rivières.



Figure 104 : Coefficient de transfert dans les rivières

5.4.4.2. Condition initiale

La condition initiale de la simulation 1 est un état calculé à partir des résultats d'une simulation préliminaire en régime permanent, établie en fonction des conditions aux limites imposées. La simulation en régime permanent calcule la charge hydraulique sur l'ensemble des nœuds du maillage d'éléments finis.

Avec les conditions aux limites imposées, le coefficient de corrélation estimé est fort ($R^2 = 0.98$) entre la cote piézométrique initiale calculée par le modèle et la cote piézométrique initiale mesurée en différents points (fig.105).

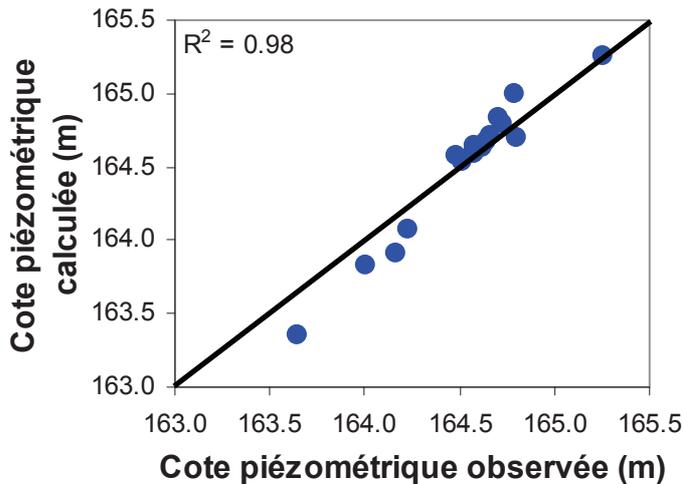


Figure 105 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 1

5.4.4.3. Paramètres du modèle de « Référence »

Le modèle de « référence » est le modèle dans lequel l'ensemble des paramètres physiques sont calés. Les résultats de ce modèle sont comparés à l'observation ou à d'autres résultats de tests paramétriques. Dans la simulation 1, l'objectif est d'estimer les coefficients de transfert nappe/rivières et la valeur de $\Delta\theta$ ($\Delta\theta = \theta_s - \theta_r$) dans la couche C.

Le piézomètre M24 situé à proximité du canal de Miribel et le piézomètre Berge Total à proximité du Vieux-Rhône sont choisis, dans cette simulation pour rendre compte du calage du modèle (fig.106). Ces ouvrages sont considérés comme étant assez éloignés des conditions aux limites imposées dans la nappe pour être représentatifs des dynamiques observées.

Le modèle de référence reproduit correctement la cote piézométrique mesurée lors du passage de la crue sur les piézomètres M24 et Berge Total (fig.106). La qualité de ce calage est confirmée par l'adéquation de la simulation aux mesures dans les piézomètres d'observation Bassin Total, M25 et M26 (annexe 17).

Les caractéristiques physiques de la couche colmatante du fond de la rivière déterminées dans le modèle de référence sont :

- Dans le canal de Miribel, $K_s = 8.64 \cdot 10^{-2} \text{ m/j}^{-1}$, avec $d = 0.3 \text{ m}$; $\Phi = 2.88 \cdot 10^{-1} \text{ j}^{-1}$.
- Dans le Vieux-Rhône, $K_s = 8.64 \cdot 10^{-3} \text{ m/j}^{-1}$, avec $d = 0.3 \text{ m}$; $\Phi = 2.88 \cdot 10^{-2} \text{ j}^{-1}$.

Les transferts entre le canal de Miribel et la nappe sont dix fois plus élevés que ceux entre le Vieux-Rhône et la nappe (ces valeurs seront discutées ultérieurement).

Le paramètre $\Delta\theta$ de la couche C est estimé à $\Delta\theta = 0.15$ ($\theta_r = 0.15$ et $\theta_s = 0.30$). Cette valeur permet de représenter correctement la phase et l'amplitude de la propagation de l'onde de crue dans la nappe.

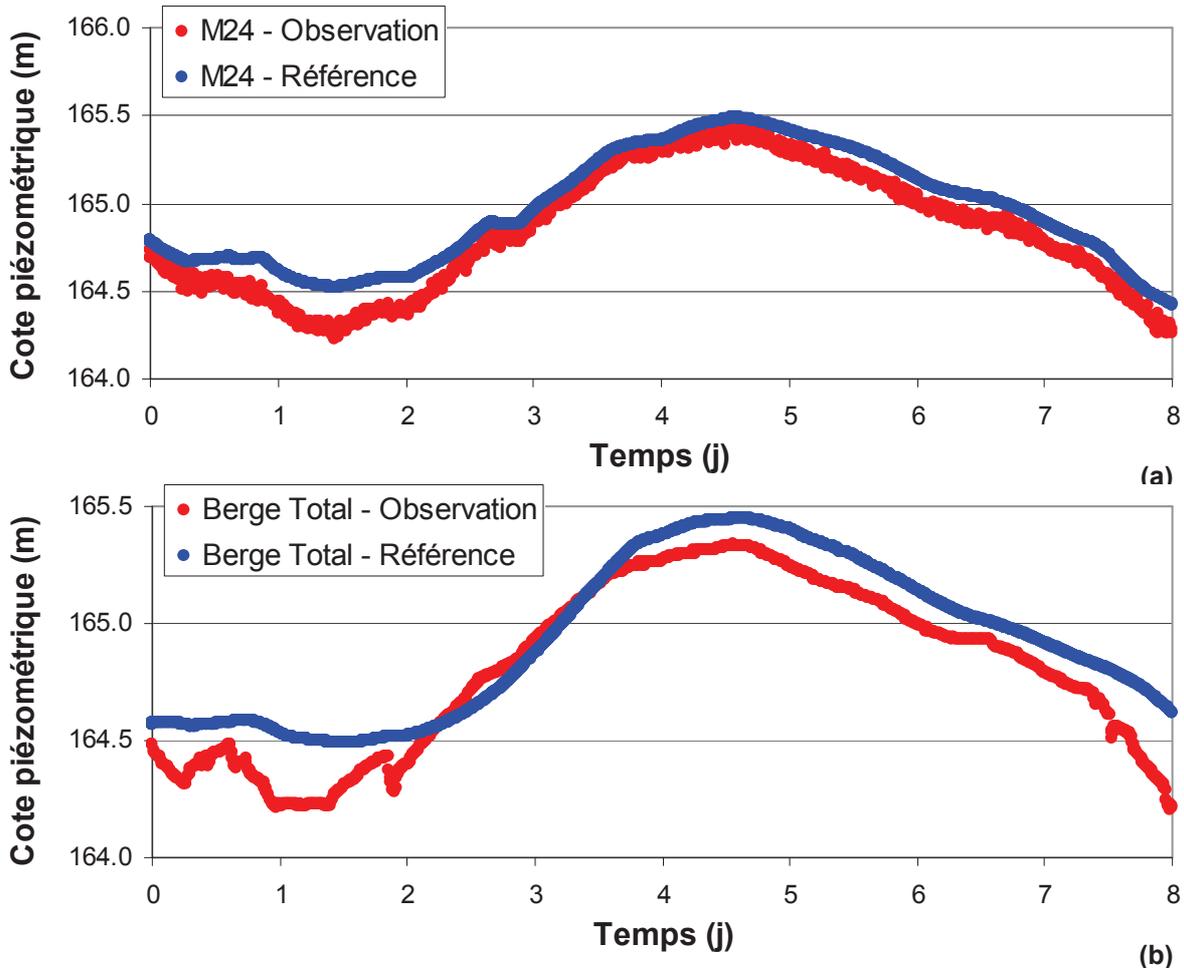


Figure 106 : Cotes piézométriques simulées et observées sur les piézomètres M24 (a) et Berge Total (b) dans la simulation 1

5.4.4.4. Coefficients de transfert : évaluation

Les observations réalisées dans les flûtes de pan situées sur la berge du Vieux-Rhône ont révélé des écoulements qui passent sous la rivière entre l'île de Crépieux et l'île de Charmy. De ce fait, une condition de transfert est utilisée pour simuler les écoulements sous le Vieux-Rhône et le canal de Miribel. Le coefficient de transfert n'est pas mesurable directement sur le terrain, il est toujours déduit de l'observation et de la modélisation.

Les études antérieures réalisées sur le site ont démontré que le lit du Vieux-Rhône est partiellement colmaté par des particules fines, ce qui réduit les échanges entre la rivière et la nappe (Barthelemy, 1978b ; Fain *et al.*, 2008). Pour soutenir les niveaux de la nappe sur le champ captant, plusieurs opérations de retrait des sédiments par curage de fond ont été réalisées dans le passé. De plus, le Vieux-Rhône a un gradient hydraulique faible qui favorise la décantation des particules fines. Le canal de Miribel a un gradient hydraulique plus fort, ce qui tend à diminuer le colmatage du lit.

La détermination des valeurs de Φ pour les deux rivières est réalisée à l'issue du test de 4 combinaisons de valeurs de Φ imposées dans le canal de Miribel et dans le Vieux-Rhône (tab.20).

Modèle	Canal de Miribel			Vieux -Rhône		
	K_s [$m.j^{-1}$]	e [m]	Φ [j^{-1}]	K_s [$m.j^{-1}$]	e [m]	Φ [j^{-1}]
Référence	$8.64.10^{-2}$	0.3	$2.88.10^{-1}$	$8.64.10^{-3}$	0.3	$2.88.10^{-2}$
Test 1	$8.64.10^{-2}$	0.3	$2.88.10^{-1}$	$8.64.10^{-2}$	0.3	$2.88.10^{-1}$
Test 2	$8.64.10^{-1}$	0.3	$2.88.10^0$	$8.64.10^{-3}$	0.3	$2.88.10^{-2}$
Test 3	$8.64.10^{-1}$	0.3	$2.88.10^0$	$8.64.10^{-2}$	0.3	$2.88.10^{-1}$

Tableau 20 : Combinaisons des coefficients de transfert simulés dans différents tests

Les piézomètres M24 et Berge Total sont utilisés pour comparer les réactions de la surface libre de la nappe simulée en fonction des combinaisons de coefficients de transfert testées (tab.20).

- Dans le modèle Test 1, un coefficient de transfert identique dans le canal de Miribel et dans le Vieux-Rhône est imposé. La cote piézométrique simulée sur M24 est comparable à l'observation (fig.107a). Dans le piézomètre Berge Bassin situé dans la berge du Vieux-Rhône, la remontée de la cote piézométrique simulée est plus élevée que celle observée (fig.107b). La valeur du coefficient de transfert imposée est trop forte dans le Vieux-Rhône.

- Dans les modèles Test 2 et Test 3, le coefficient de transfert dans le canal de Miribel est 10 fois plus fort que dans le modèle de référence (et le modèle Test 1) ; les cotes piézométriques calculées sur M24 et Bassin Haut sont toujours trop élevées comparées à l'observation (fig.107a et b). Le coefficient de transfert est trop fort dans le canal de Miribel pour les simulations Test 2 et Test 3.

On constate l'importance de suivre la réaction de la nappe sur deux piézomètres placés à proximité de chaque rivière. En effet, la cote piézométrique simulée au piézomètre M24 dans le Test 1 reproduit correctement l'observation. Ce n'est pas le cas si on observe le piézomètre Bassin Total pour ce même test.

L'étude de sensibilité a permis de montrer l'influence des coefficients de transfert estimés sur les cotes piézométriques de la nappe. Le modèle de référence présente la combinaison de coefficients de transfert qui reproduit au mieux les variations des cotes piézométriques observées (fig.107a et b).

Ces simulations montrent que les coefficients de transfert imposés dans le modèle de référence permettent de reproduire correctement les observations. Dans ce modèle, le coefficient de transfert du canal de Miribel est 10 fois plus élevé que celui du Vieux-Rhône.

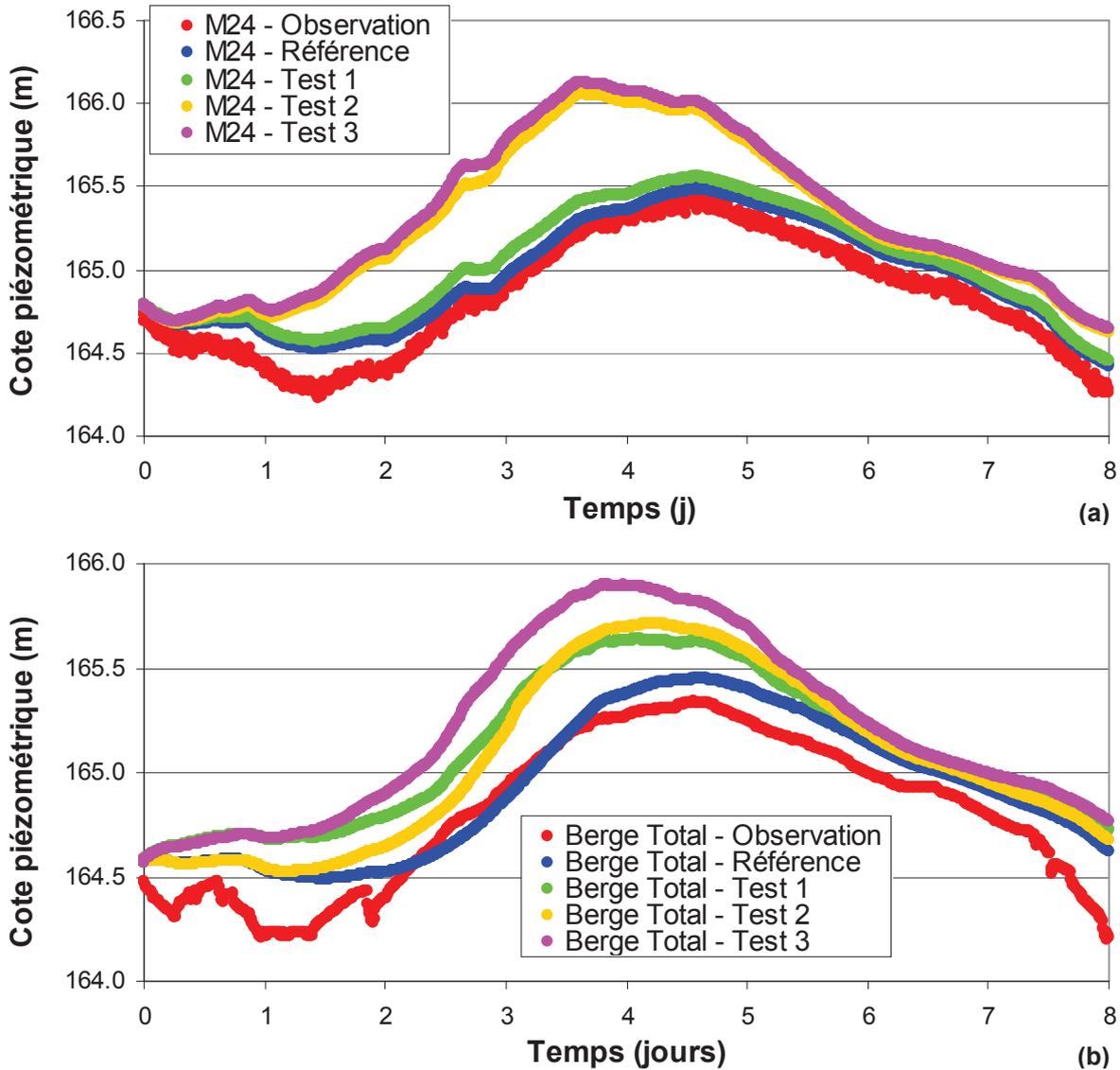


Figure 107 : Cotes piézométriques simulées et observées dans les piézomètres M24 (a) et Berge Total (b) pour différentes combinaisons des coefficients de transfert

5.4.4.5. Paramètre $\Delta\theta$: évaluation

Le paramètre $\Delta\theta = \theta_s - \theta_r$ (représentatif du volume d'eau mobilisable dans la nappe), permet de régler la dynamique de stockage/restitution de l'eau dans la zone de battement de la surface libre de la nappe. Le modèle de référence est calé avec une valeur de $\Delta\theta = 0.15$, et les valeurs de $\Delta\theta = 0.30$ (Test 4) et $\Delta\theta = 0.05$ (Test 5) sont testées (tab.21).

Modèle	θ_s [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	θ_r [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]	$\theta_s - \theta_r = \Delta\theta$ [$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$]
Référence	0.30	0.15	0.15
Test 4	0.30	0.00	0.30
Test 5	0.30	0.25	0.05

Tableau 21 : Gamme de $\Delta\theta$ testées

A l'emplacement des piézomètres M24 et Bassin Total choisis pour cette analyse de sensibilité, le passage de la crue est toujours plus rapide dans le Test 5. Dans le Test 4, le passage de la crue est plus étalé dans le temps et de moindre amplitude (fig.108 a et b). Le modèle de référence est un résultat intermédiaire entre le Test 4 et le Test 5, tant sur la montée que sur la descente des cotes piézométriques. Le modèle Référence reproduit au mieux les cotes

piézométriques observées en se basant sur le calage de la phase et l'amplitude de l'onde de crue. Pour de très faibles valeurs de $\Delta\theta$ (résultats non présentés), il n'existe aucun déphasage entre le passage de la crue dans la rivière et la réponse observée dans la nappe.

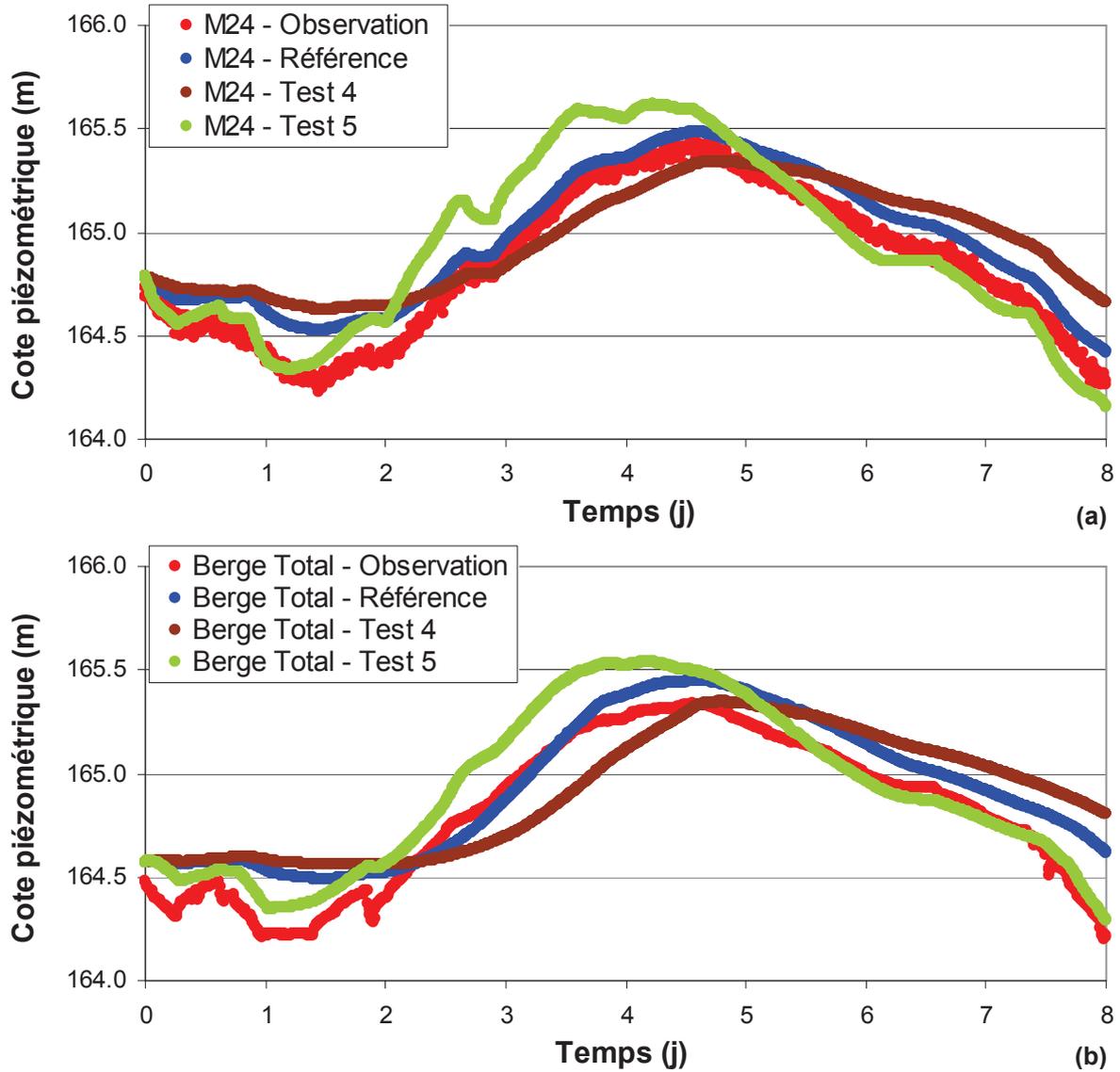


Figure 108 : Cotes piézométriques simulées et observées dans les piézomètres M24 (a) et Bassin Total (b) pour différentes valeurs du paramètre $\Delta\theta$

5.4.5. Simulation 2 dans le modèle de référence : échanges nappe/rivières/bassins

5.4.5.1. Condition initiale

La simulation 2 est, chronologiquement sur le suivi des observations, la suite de la simulation 1. Par conséquent, l'état piézométrique du 7^e jour de la simulation 1 est imposé comme état initial de la simulation 2. Il existe une bonne corrélation ($R^2 = 0.95$) entre la cote piézométrique calculée et la cote piézométrique observée à l'état initial (fig.109).

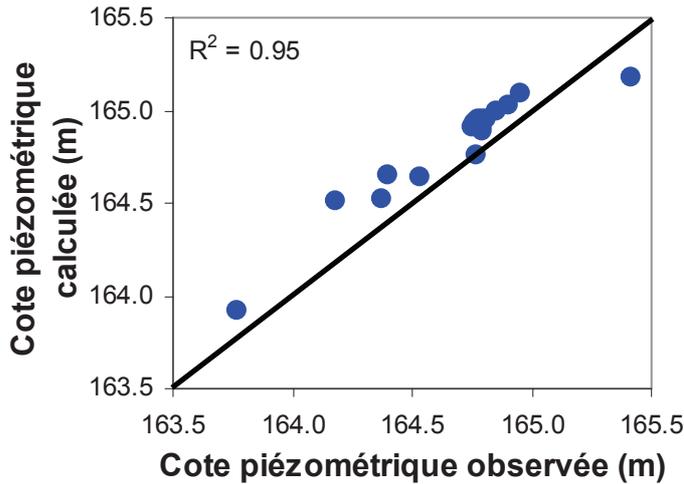


Figure 109 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 2

5.4.5.2. Calage des paramètres physiques

Le modèle doit reproduire à la fois les hauteurs d'eau et les flux observés dans les bassins d'infiltration ainsi que la réaction de la surface libre de la nappe lors des périodes de recharge.

◆ Hauteurs d'eau dans les bassins :

Suivant la méthodologie développée au chapitre 4, on fait l'hypothèse que le sable calibré (couche A) a une conductivité hydraulique à saturation constante ($K_{sA} = 1.10^{-4}$ m/s) et que les vitesses d'infiltration observées dans les bassins sont liées aux caractéristiques physiques d'une couche sablo-graveleuse (couche B) située sous la couche A. La conductivité hydraulique à saturation de la couche B (K_{sB}) est calée en fonction des vitesses d'infiltration observées dans les bassins. Dans les bassins 5.1 et 5.2, sur les 10 jours simulés, la vitesse d'infiltration est restée constante au cours des différents cycles de remplissage/vidange (fig.110).

En considérant que la vitesse d'infiltration ne varie pas pendant la mise en eau, alors la valeur de K_{sB} est constante dans le temps de la simulation 2. Les vitesses d'infiltration calculées sont plus élevées dans le bassin 5.2 que dans le bassin 5.1. Par conséquent, il faut imposer deux valeurs différentes de K_{sB} sous chaque bassin. Le calage de la valeur de K_{sB} permet de reproduire correctement les hauteurs d'eau et les flux observés dans les deux bassins d'infiltration (fig.111). Pour obtenir ce calage, on impose sous le bassin 5.1, $K_{sB} = 5.10^{-6}$ m/s et sous le bassin 5.2, $K_{sB} = 8.10^{-6}$ m/s (pour une épaisseur de couche de 1 m).

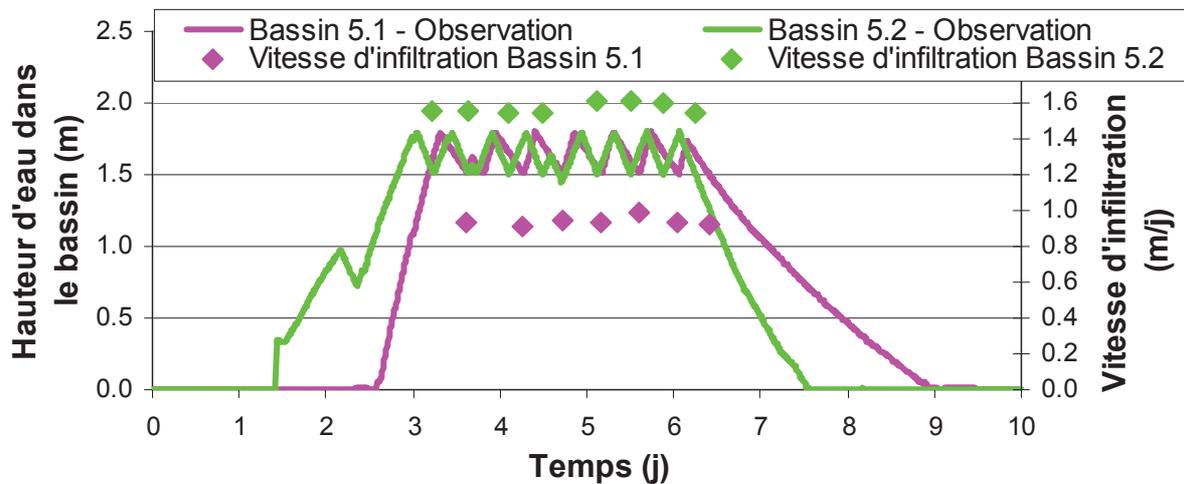


Figure 110 : Vitesses d'infiltration et hauteurs d'eau observées pour les bassins 5.1 et 5.2

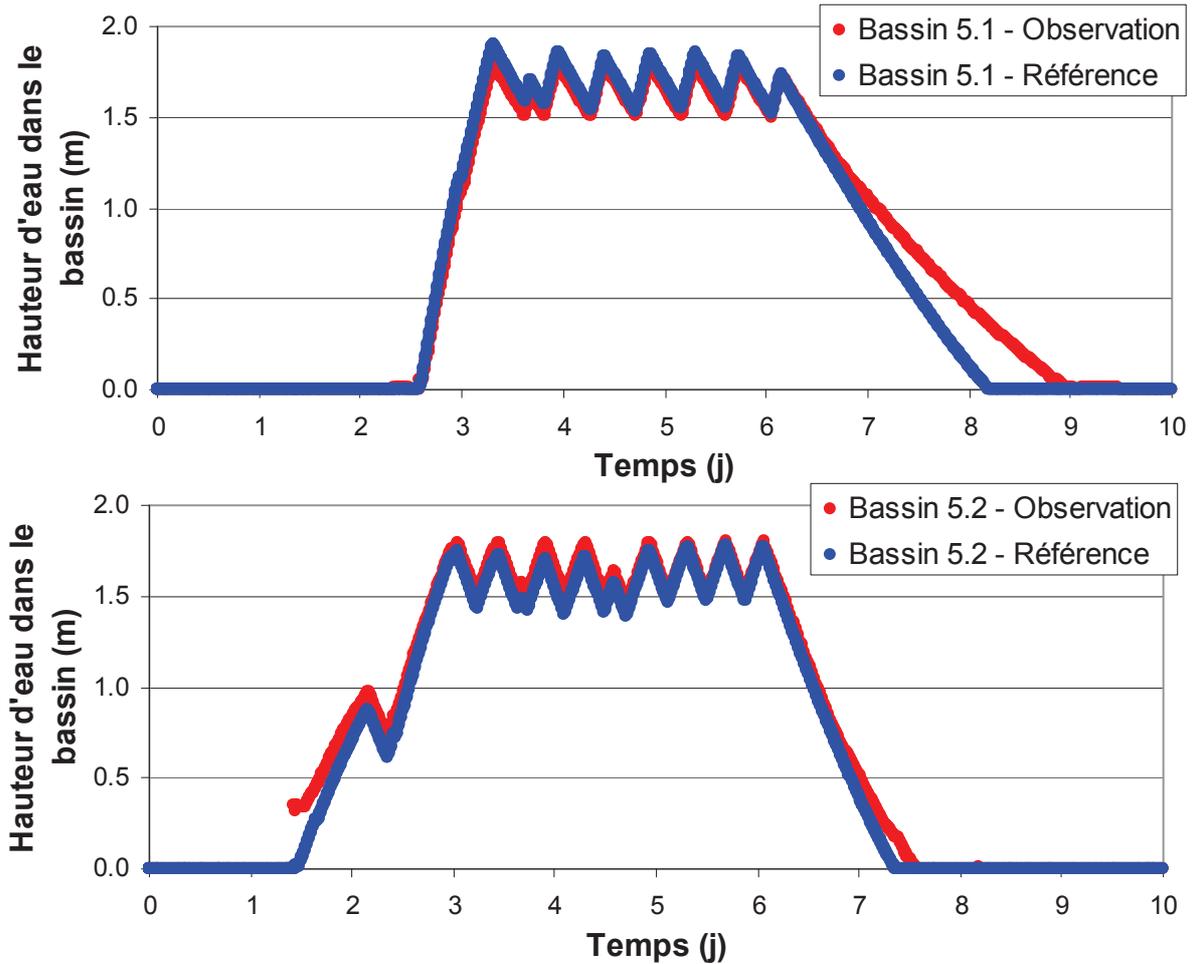


Figure 111 : Hauteurs d'eau simulées et observées dans les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2

◆ Réaction de la nappe :

Dans la simulation 2, l'objectif est de reproduire la dynamique globale (montée et descente) des niveaux de la surface libre de la nappe observés sur les piézomètres lors de la mise en eau des bassins.

Le calage du modèle consiste à estimer la valeur de la conductivité hydraulique à saturation dans la couche C (K_{sC}). La valeur de $\Delta\theta = 0.15$ dans la couche C, calée dans la simulation 1 reste inchangée.

Le modèle reproduit correctement la cote piézométrique observée dans le piézomètre M26 (fig.112) et également sur les autres piézomètres M23, M25 et Bassin Total (annexe 18). La dynamique de la surface libre de la nappe simulée est comparable à l'observation tant sur la phase de montée que sur la phase de descente.

Pour obtenir ce calage, les valeurs de K_{sC} imposées sont comprises entre $3.5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} \leq K_{sC} \leq 4 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$, avec prise en compte d'une lentille de sable très fin graveleux de conductivité hydraulique à saturation plus faible ($K_s = 2.5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$) qui compartimente l'aquifère en deux parties au-dessous des bassins.

Ces résultats sont dans l'ordre de grandeur des valeurs obtenues lors des essais de pompage. Il est important de noter qu'une unique valeur imposée dans la nappe à $K_{sC} = 2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ (résultats des essais de pompage sur le forage expérimental) ne permet pas de reproduire la réaction de la surface libre de la nappe.

Il est possible que d'autres lithologies existent dans la couche C (succession de couches alluviales), mais elles n'ont pas pu être mises en évidence à partir des profils de forage disponibles.

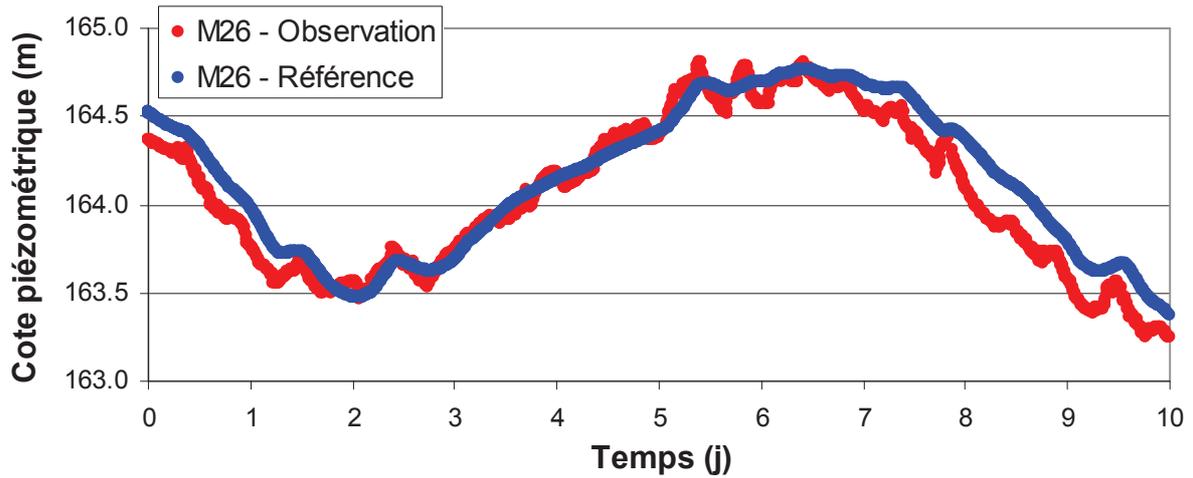


Figure 112 : Cotes piézométriques simulées et observées sur le piézomètre M26 dans la simulation 2

5.4.5.3. Flûte de pan Bassin

Le modèle tridimensionnel développé est utilisé pour expliquer les différences de cotes piézométriques observées dans la flûte de pan Bassin. On rappellera que, lorsque le bassin 5.2 est en eau, les cotes piézométriques mesurées en haut et au milieu de la nappe sont semblables, plus élevées (d'environ 1 m) que la cote piézométrique mesurée en bas de l'aquifère.

Pour reproduire correctement les cotes piézométriques aux différents niveaux dans la nappe (fig.113), il est nécessaire d'attribuer à la lentille une conductivité hydraulique à saturation de 100 à 1000 fois inférieure à celle de la couche C. Avec les observations du profil de forage de la flûte de pan Bassin (fig.98), on a pu identifier la présence d'une lentille de sable très fin graveleux dans la nappe. Cette lentille est située sous la mesure piézométrique du milieu dans la ZS et elle permet d'expliquer les cotes piézométriques similaires observées en haut et au milieu de la nappe qui sont toujours différentes de celles du bas. Dans le modèle, cette lentille a une épaisseur de 1 m, conformément à ce qui a été observé.

Hors période de mise en eau du bassin 5.2, entre 0 et 1.5 jours ainsi qu'entre 8 et 10 jours, les cotes piézométriques du haut et du bas de la nappe sont comparables. Lors de la mise en eau du bassin, entre 1.5 et 8 jours, la cote piézométrique mesurée en haut augmente fortement comparée au bas de la nappe (fig.113). La cote piézométrique du milieu de la nappe simulée (non présentée sur la figure) est comparable à la mesure effectuée en haut de la nappe.

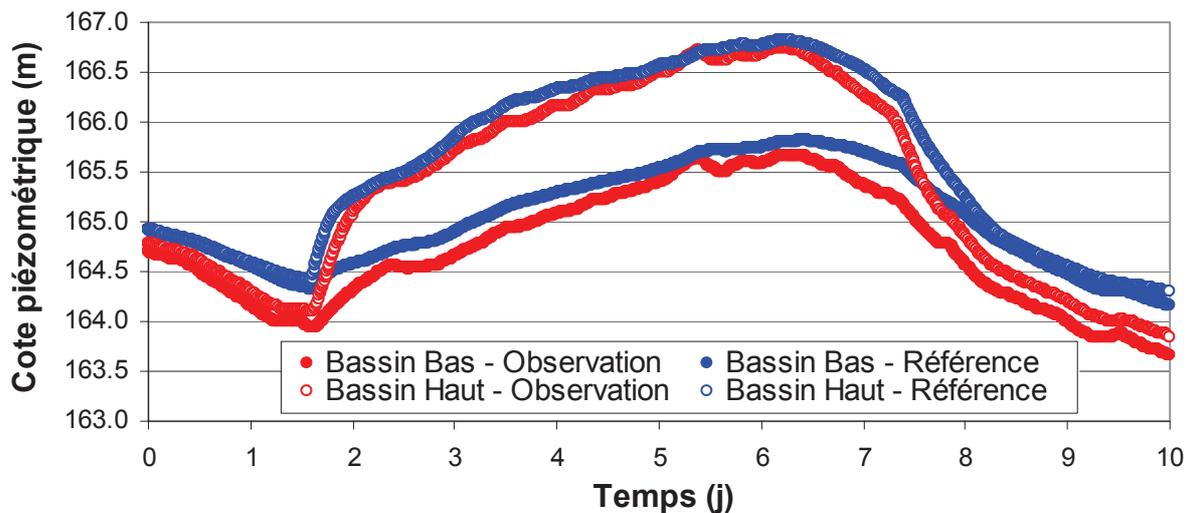


Figure 113 : Cotes piézométriques simulées et observées sur la flûte de pan Bassin en haut et en bas de la nappe dans la simulation 2

Une vue en coupe dans l'axe CD (fig.114) entre le canal de Miribel et le Vieux-Rhône, à travers le bassin 5.2 et la flûte de pan du bassin permet d'avoir une vision globale de la forme des isopièzes en profondeur sur une même verticale dans la nappe. La ligne de pression nulle correspond au niveau de la surface libre de la nappe.

- Avant la mise en eau du bassin 5.2 (état initial, 0 jour), les cotes piézométriques mesurées aux différents niveaux dans l'aquifère sont comparables sur une même verticale. Dans la zone de la lentille, l'isopièze 165 m n'est pas parfaitement verticale. En effet, dans cette vue en coupe, les flux se dirigent de la zone du canal de Miribel vers la zone du Vieux-Rhône. La lentille explique donc les différences de cotes piézométriques qui peuvent exister en permanence dans la ZS hors phase de réalimentation par le bassin. Toutefois, la différence observée entre le haut/milieu et le bas est inférieure à 0.1 m.

- En phase de fonctionnement des bassins d'infiltration (6 jours), les isopièzes sont fortement déformées au niveau de la lentille. Dans la ZS, sous le bassin et au-dessus de la lentille, les isopièzes sont verticales, en accord avec les cotes piézométriques mesurées en haut et au milieu de l'aquifère. En suivant, par exemple, l'isopièze 166 m au-dessus de la lentille argileuse, on remarque que la courbe devient quasiment horizontale arrivée dans la lentille. Hors zone de présence de la lentille argileuse, les courbes isopièzes sont verticales sur toute l'épaisseur de l'aquifère.

Dans l'axe de la coupe CD, l'inversion hydraulique fonctionne lorsque le bassin est en eau (pour la période simulée, au 6^e jour). Cependant, si l'on trace la limite de partage des flux (barrière hydraulique) au-dessus et en dessous de la lentille argileuse, on remarque que la limite ne suit pas un axe vertical sous les bassins d'infiltration. L'inversion hydraulique liée à la position de la limite de partage des flux peut être localisée à différents endroits sur l'épaisseur de la nappe si différentes lithologies existent. Ces lithologies ont un rôle important dans la répartition des flux dans la nappe.

L'étendue de la lentille de sable très fin graveleux sur le terrain n'est pas connue, notamment par manque de sondages. Cette lithologie a été reconnue uniquement dans la zone des flûtes de pan du bassin lors des forages. Cependant, les cotes piézométriques élevées observées sur le piézomètre M24 sont correctement reproduites dans la simulation 2 en haut de la nappe (annexe 18). On peut supposer que cette couche s'étend sous les bassins 5.1 et 5.2, au moins jusqu'au niveau du piézomètre M24. Une carte de l'extension supposée de la lentille de sable très fin graveleux dans le modèle est présentée en annexe 19.

La cote piézométrique mesurée dans le piézomètre Total Bassin, qui est crépiné sur la totalité de la ZS de l'aquifère, est la même que celle observée en haut et au milieu de l'aquifère. Un piézomètre crépiné sur la totalité de la ZS, à proximité d'un bassin d'infiltration ne correspond pas à une moyenne de la cote piézométrique observée sur une verticale mais à la cote la plus élevée. Cette information est à prendre en considération car tous les piézomètres « opérationnels » de suivi du dôme hydraulique sont crépinés sur la totalité de la ZS de l'aquifère.

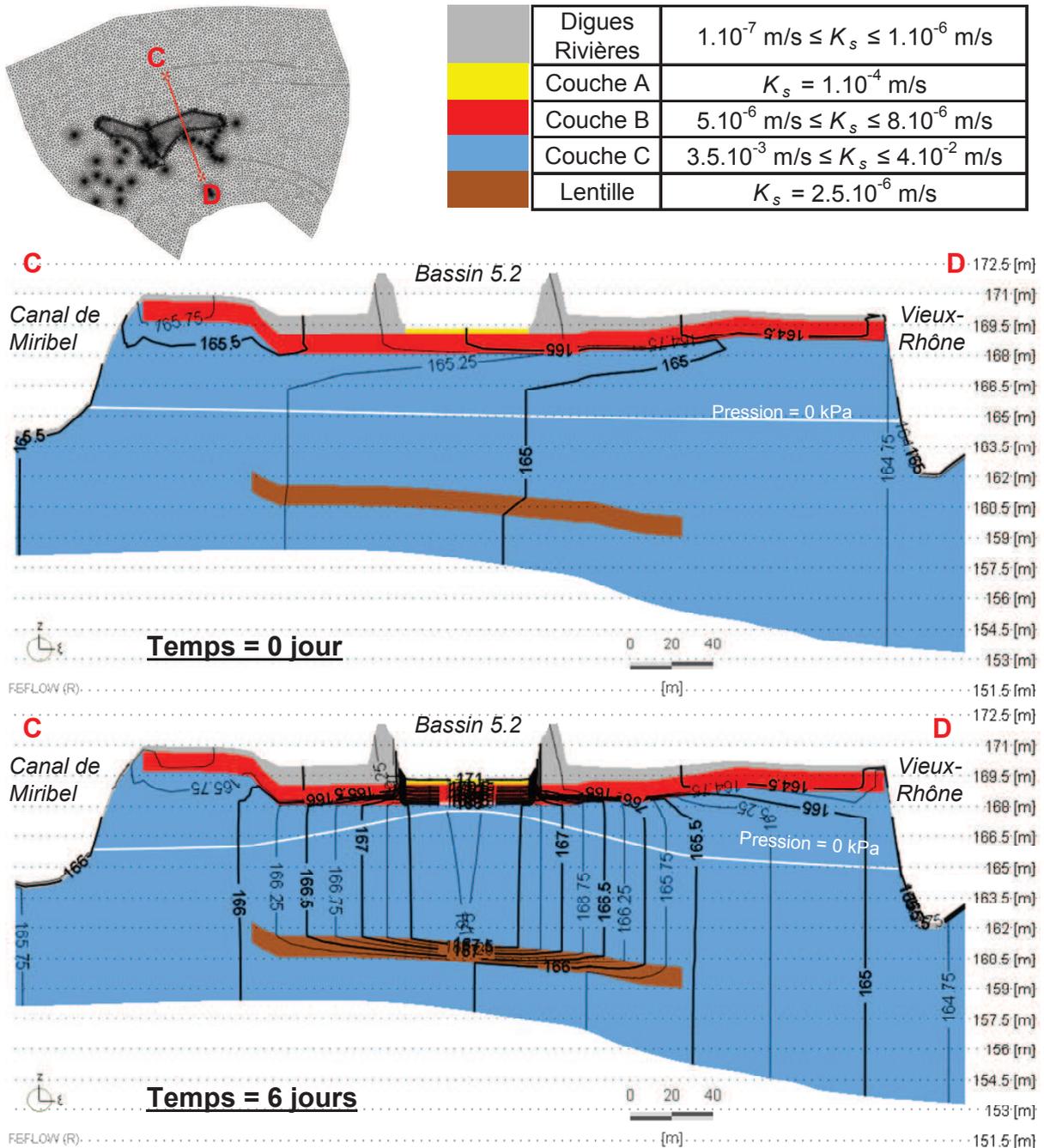


Figure 114 : Vue en coupe dans l'axe CD des courbes isopièzes dans la simulation 2 avant la recharge et pendant la recharge (6 jours)

5.4.5.4. Bilan des paramètres physiques estimés

A l'issue des simulations 1 et 2, les paramètres physiques du modèle tridimensionnel sont calés (tab.22). La combinaison des paramètres estimés permet de reproduire correctement les cotes piézométriques observées en considérant les échanges nappe/rivières lors du passage d'une crue ; et la réaction de la nappe lors de la mise en eau des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2. De plus, les hauteurs d'eau et les flux observés dans les bassins sont aussi correctement reproduits.

- Pour les rivières, la conductivité hydraulique à saturation du fond estimée permet d'obtenir le coefficient de transfert entre la nappe et la rivière. Ce coefficient est dix fois plus élevé dans le canal de Miribel que dans le Vieux-Rhône, témoignant d'un colmatage du fond différent.

- Pour les bassins d'infiltration, si une ZNS est maintenue sous les bassins, les hauteurs d'eau observées sont contrôlées par la conductivité hydraulique à saturation de la couche B, tant que la couche de sable calibré (couche A) n'est pas colmatée.

- La valeur de K_{SC} contrôle la remontée de la surface libre de la nappe, sous et à proximité des bassins d'infiltration.

La lentille identifiée dans la couche C permet d'expliquer les cotes piézométriques observées dans la flûte de pan Bassin. Sans une connaissance plus fine des lithologies sur le site, il est difficile de relier les cotes piézométriques enregistrées entre elles dans les piézomètres crépinés sur toute la ZS, particulièrement à proximité du bassin. Pour plusieurs couches lithologiques superposées dans la couche C, différents écoulements peuvent exister dans la nappe.

Les valeurs de $\Delta\theta$ imposées dans les couches A et B correspondent à la porosité totale. Pour la couche C, la valeur de $\Delta\theta$ est calée pour reproduire la phase et l'amplitude du passage de l'onde de crue dans la nappe. Ce paramètre rend compte de la dynamique de drainage/remplissage à la limite ZNS/ZS.

Les paramètres α et n , relatifs aux relations $h(\theta)$ et $K(h)$ ont peu d'influence (faible sensibilité dans ces simulations). Ils ont été choisis pour être représentatifs de la granulométrie des couches et pour assurer la stabilité de la résolution numérique.

Paramètres	Digues / Limons	Rivières	Couche A	Couche B	Lentille	Couche C
K_s [m/s]	1.10^{-6}	1.10^{-7} à 1.10^{-6}	1.10^{-4}	5.10^{-6} à 8.10^{-6}	$2.5.10^{-6}$	$3.5.10^{-3}$ à 4.10^{-2}
θ_s [$m^3 \cdot m^{-3}$]	0.2	0.2	0.35	0.2	0.3	0.3
θ_r [$m^3 \cdot m^{-3}$]	0	0	0	0	0.15	0.15
$\Delta\theta$ [$m^3 \cdot m^{-3}$]	0.2	0.2	0.35	0.2	0.15	0.15
α [m^{-1}]	2	2	2	2	4	4
n [-]	2.4	2.4	2	2.4	2	2

Tableau 22 : Bilan des paramètres physiques calés dans le modèle tridimensionnel

5.4.6. Simulation 3 : évaluation du modèle

5.4.6.1. Chronique simulée

La simulation 3 s'étend sur une durée de 17 jours entre le 13/07/2012 et le 30/07/2012 (fig.115). Pendant cette période, les niveaux du canal de Miribel et du Vieux-Rhône ont peu varié et sont plus bas que dans les simulations 1 et 2.

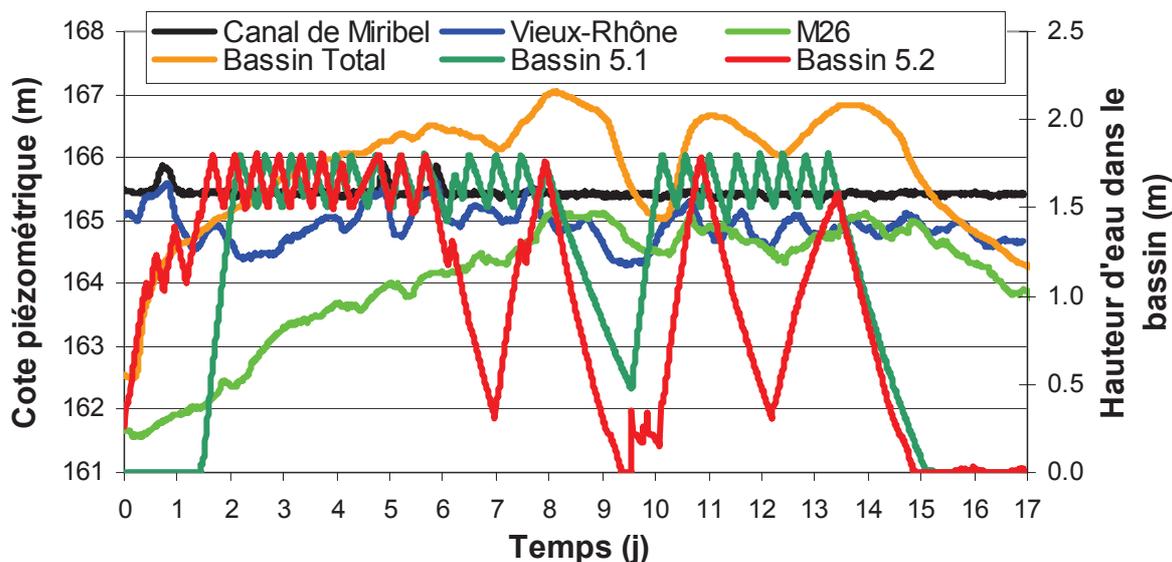


Figure 115 : Chronique piézométrique générale de la simulation 3

Les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 sont mis en eau pendant une période plus longue que dans les simulations 1 et 2, ce qui occasionne une remontée significative du niveau de la surface libre de la nappe dans la zone des bassins (remontée de 3.5 m sur M26, et de 5 m sur Bassin Total). Entre 2.5 et 15 jours de simulation, la cote piézométrique atteinte au piézomètre Bassin Total est supérieure à la cote d'eau dans le canal de Miribel et dans le Vieux-Rhône. Lorsque les bassins sont vides, au bout de 15 jours, les niveaux de nappe restent élevés. Les autres bassins d'infiltration du champ captant, notamment les bassins 6.1 et 6.2 situés sur Charmy soutiennent aussi les niveaux de la nappe aux dates correspondantes à la fin de la simulation.

5.4.6.2. Etat initial

L'état initial du modèle est un état calculé, issu des conditions aux limites imposées dans la ZS. Une corrélation forte ($R^2 = 0.93$) existe entre la cote piézométrique observée et la cote piézométrique calculée (fig.116).

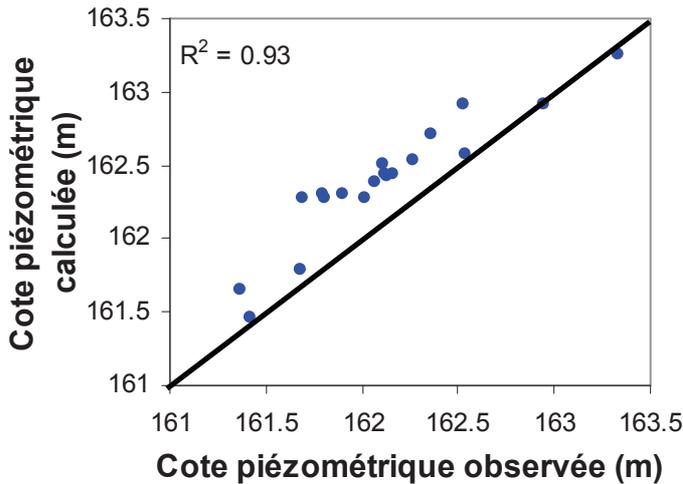


Figure 116 : Corrélation entre la cote piézométrique observée et calculée de l'état initial dans la simulation 3

◆ Hauteurs d'eau dans les bassins :

Les flux infiltrés dans les bassins sont liés à la conductivité hydraulique à saturation de la couche B. Durant les 17 jours de la simulation, les vitesses d'infiltration sont constantes dans le bassin 5.2 (1.6 m/j) et évoluent (de 1 à 1.2 m/j) pour le bassin 5.1 (fig.117). Les différences de vitesse calculées entre les deux bassins nécessitent de régler la valeur de K_{SB} afin de tenir compte des flux.

Par analogie avec la méthodologie développée dans le chapitre 4, l'évolution de la vitesse d'infiltration sous le bassin 5.1 nécessite d'appliquer un coefficient d'évolution à la valeur de K_{SB} estimée.

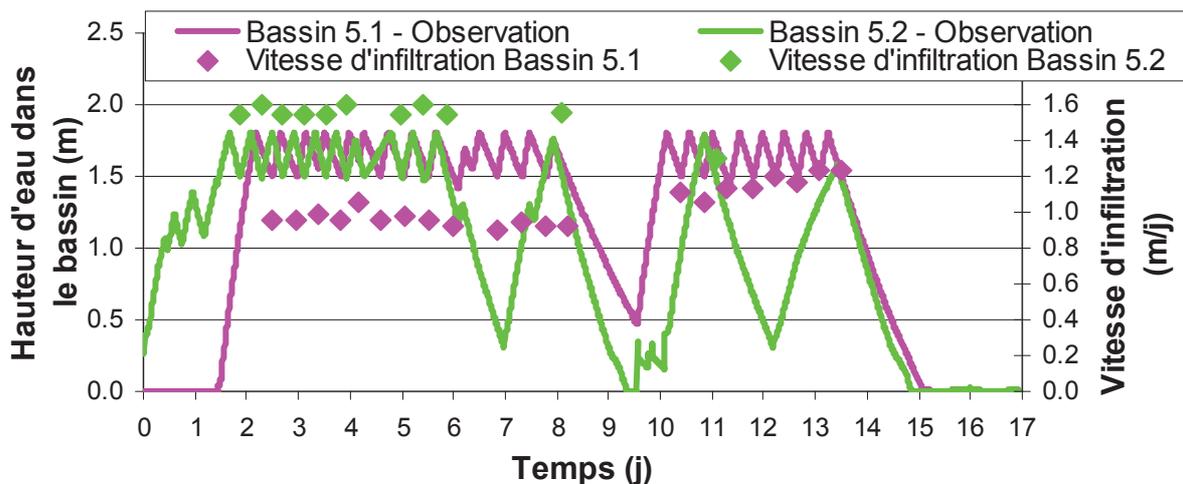


Figure 117 : Vitesses d'infiltration et hauteurs d'eau observées pour les bassins 5.1 et 5.2

Dans cette simulation, les vitesses d'infiltration calculées dans les bassins sont comparables à celles calculées dans la simulation 2. La valeur de K_{sB} estimée dans la simulation 2 doit être ajustée ici afin de reproduire correctement les hauteurs d'eau et les flux observés dans les bassins. C'est la seule valeur calée par rapport aux valeurs obtenues lors des simulations 1 et 2.

La valeur de K_{sB} estimée reproduit correctement les hauteurs d'eau observées dans les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2 (fig.118). Pour obtenir ce calage, on impose sous le bassin d'infiltration 5.1, une évolution de $K_{sB} = 5.1 \cdot 10^{-6}$ m/s à $6.6 \cdot 10^{-6}$ m/s et sous le bassin d'infiltration 5.2, une valeur constante de $K_{sB} = 7.8 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Les valeurs estimées sont proches de celles déjà calculées dans la simulation 2 (pour rappel, sous le bassin 5.1, $K_{sB} = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s et sous le bassin 5.2, $K_{sB} = 8 \cdot 10^{-6}$ m/s).

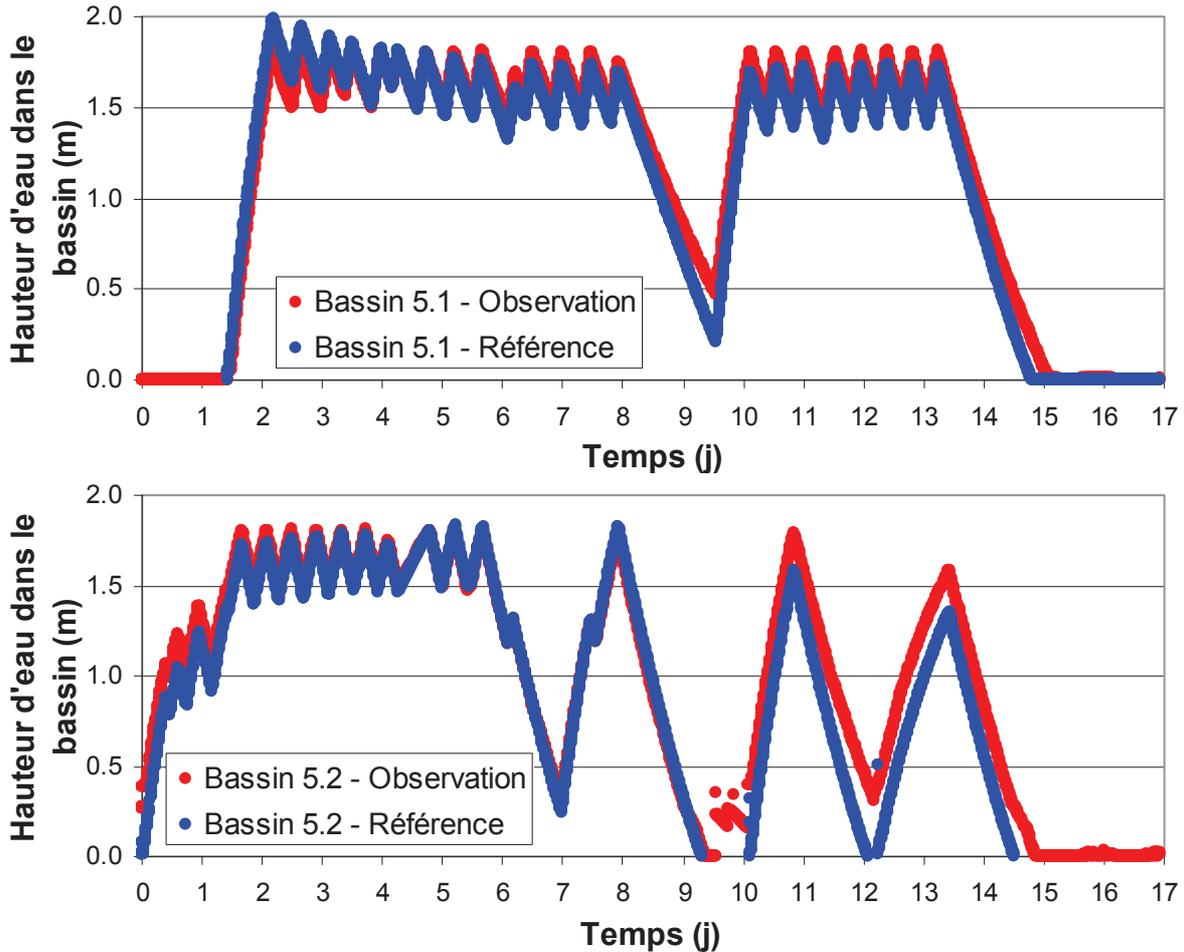


Figure 118 : Hauteurs d'eau simulées et observées dans les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2

◆ Réaction de la nappe :

Dans la simulation 3, la remontée de la nappe observée suite à la mise en eau des bassins d'infiltration est de 3.5 m sur le piézomètre M26, elle est correctement représentée dans la modélisation (fig.119).

Les paramètres physiques calés au moyen des simulations 1 et 2 permettent de reproduire correctement les cotes piézométriques observées sur l'ensemble du modèle, par exemple avec les piézomètres : M23, M25 et Bassin Total (annexe 20).

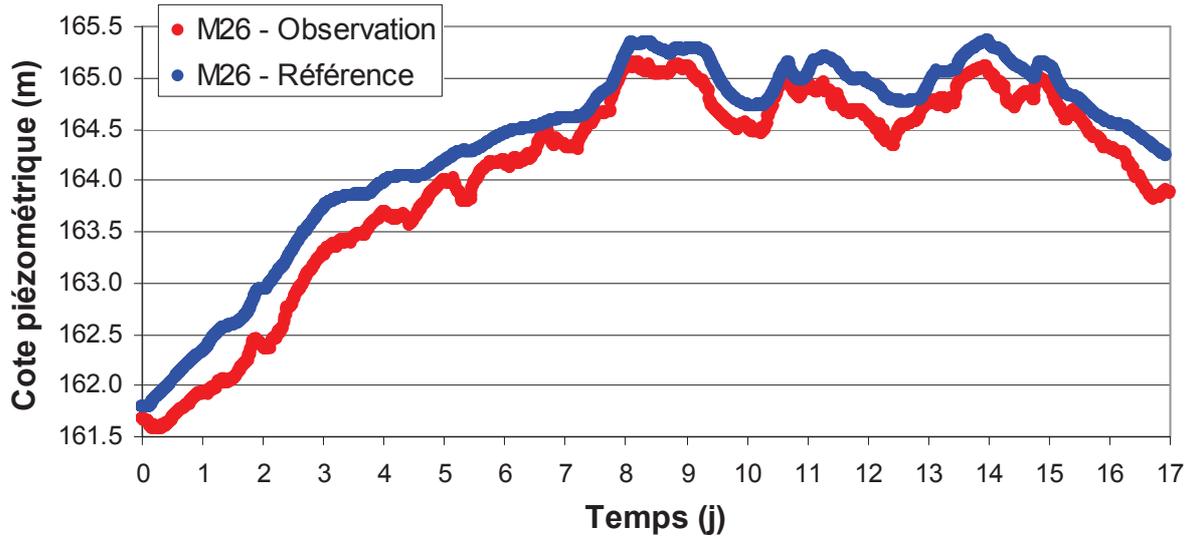


Figure 119 : Cotes piézométriques simulées et observées sur le piézomètre M26 dans la simulation 3

5.4.6.3. Flûte de pan Bassin

Comme dans la simulation 2, la cote piézométrique mesurée en haut/milieu de la nappe est différente de celle mesurée en bas de l'aquifère. Le modèle calé permet de reproduire correctement les cotes piézométriques observées à tous les niveaux de l'aquifère dans la flûte de pan Bassin. La cote piézométrique du milieu et du total est la même que celle mesurée en haut de la ZS, on représente uniquement les résultats du haut et du bas de la ZS dans la simulation 3 (fig. 120).

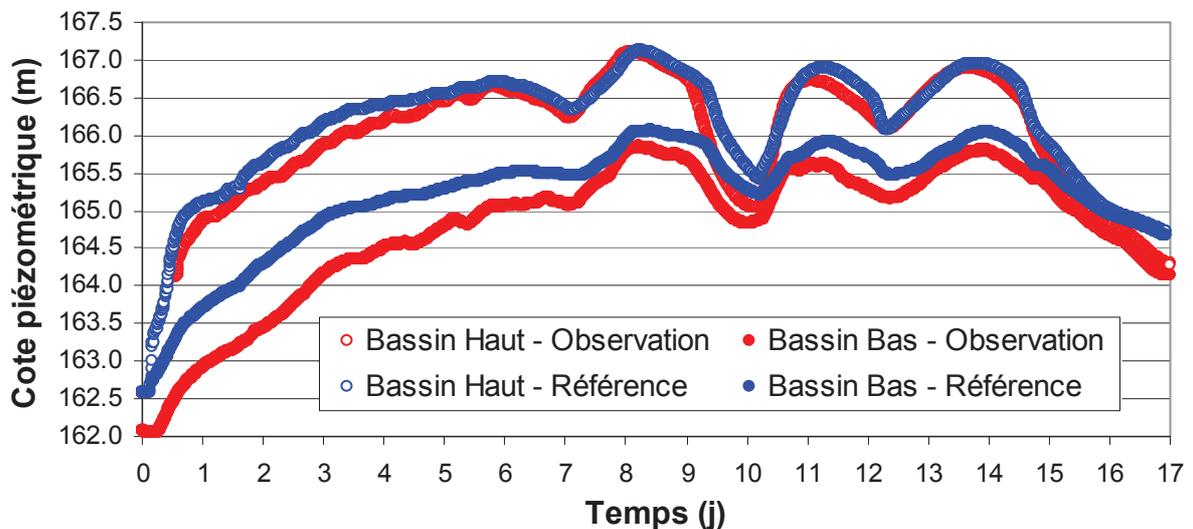


Figure 120 : Cotes piézométriques simulées et observées sur la flûte de pan Bassin en haut et bas de la nappe dans la simulation 3

Sur le piézomètre M24 crépiné sur la totalité de la ZS, où l'on suppose la présence de la lentille, avec la simulation 3 il est possible d'obtenir les cotes piézométriques du haut et du bas de la nappe pour les comparer avec l'observation. La cote piézométrique simulée en haut de la nappe reproduit correctement les observations (fig.121). La cote piézométrique simulée en bas est 1 m sous la cote simulée en haut de la nappe.

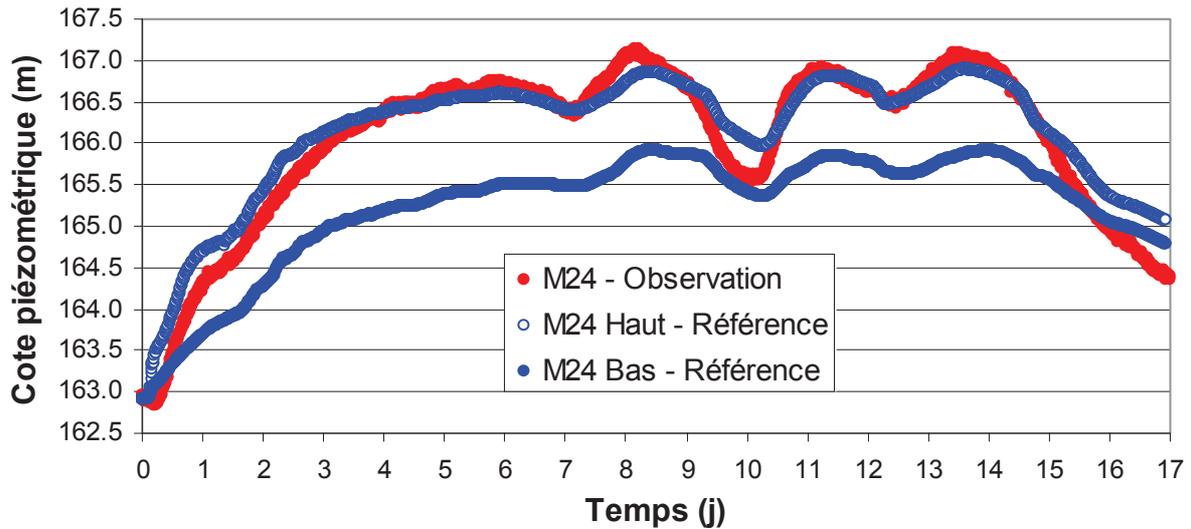


Figure 121 : Cotes piézométriques simulées en haut et en bas de la nappe, et observées sur le piézomètre M24 dans la simulation 3

5.4.7. Vision globale des écoulements

Le modèle développé donne accès à une vision globale des écoulements dans le domaine d'étude choisi. Avec les résultats de la simulation 3, on peut analyser les lignes de courant en provenance des rivières et des bassins d'infiltration dans la nappe (fig.122).

- Sans les bassins d'infiltration (temps = 0 jour, fig.122a), les lignes de courant issues du canal de Miribel alimentent directement les puits de pompage situés sur Crépieux. L'eau provenant du canal de Miribel passe sous le Vieux-Rhône pour venir alimenter les puits de pompage situés sur l'île de Charmy. Les lignes de courant qui proviennent du Vieux-Rhône alimentent les puits de pompage situés sur Charmy. Dans cette configuration, l'eau prélevée dans les puits a comme origine l'eau de surface infiltrée via les berges des rivières, mais également l'eau de la nappe provenant de l'aquifère à l'amont hydraulique.

- Lors du fonctionnement des bassins d'infiltration, on analyse les flux dans la nappe au 8^e jour de la simulation (fig.122b). On constate que les lignes de courant provenant du canal de Miribel sont repoussées par celles qui proviennent des bassins d'infiltrations 5.1 et 5.2. Le bassin 5.1 a une plus faible influence que le bassin 5.2 sur sa capacité à repousser les lignes de courant provenant du canal de Miribel. Dans cette configuration, les puits de pompage situés sur Crépieux sont alimentés principalement par de l'eau provenant du bassin 5.1, mais aussi du bassin 5.2. Le puits situé le plus loin des bassins d'infiltration sur Crépieux, est aussi alimenté par de l'eau provenant du canal de Miribel.

L'eau infiltrée via le bassin 5.2 passe sous le Vieux-Rhône pour alimenter les puits de pompage présents sur Charmy. De l'eau provenant du Vieux-Rhône s'infiltré aussi pour venir alimenter les puits de Charmy, cependant, peu de puits sont concernés. Il n'existe pas de passage d'eau sous le Vieux-Rhône provenant du bassin 5.1 pour la période analysée (8^e jour).

Lorsque les bassins d'infiltration sont en eau, les puits du champ captant dans la zone d'étude constituent l'exutoire principal de l'eau provenant de la recharge artificielle. Selon le tracé des lignes de courant dans cette zone du champ captant, l'inversion hydraulique est principalement créée par l'efficacité du bassin d'infiltration 5.2 qui a une zone d'influence plus étendue que le bassin 5.1. Dans le bassin 5.2, les flux et la superficie d'infiltration plus grande permettent de fournir des volumes d'eau importants.

Après arrêt de la recharge artificielle, les flux dans la nappe reprennent rapidement la direction des lignes de courant observée dans l'état initial. Dans cette configuration, la solution pour protéger le champ captant d'une pollution serait de maintenir le plus longtemps possible les bassins d'infiltration actifs.

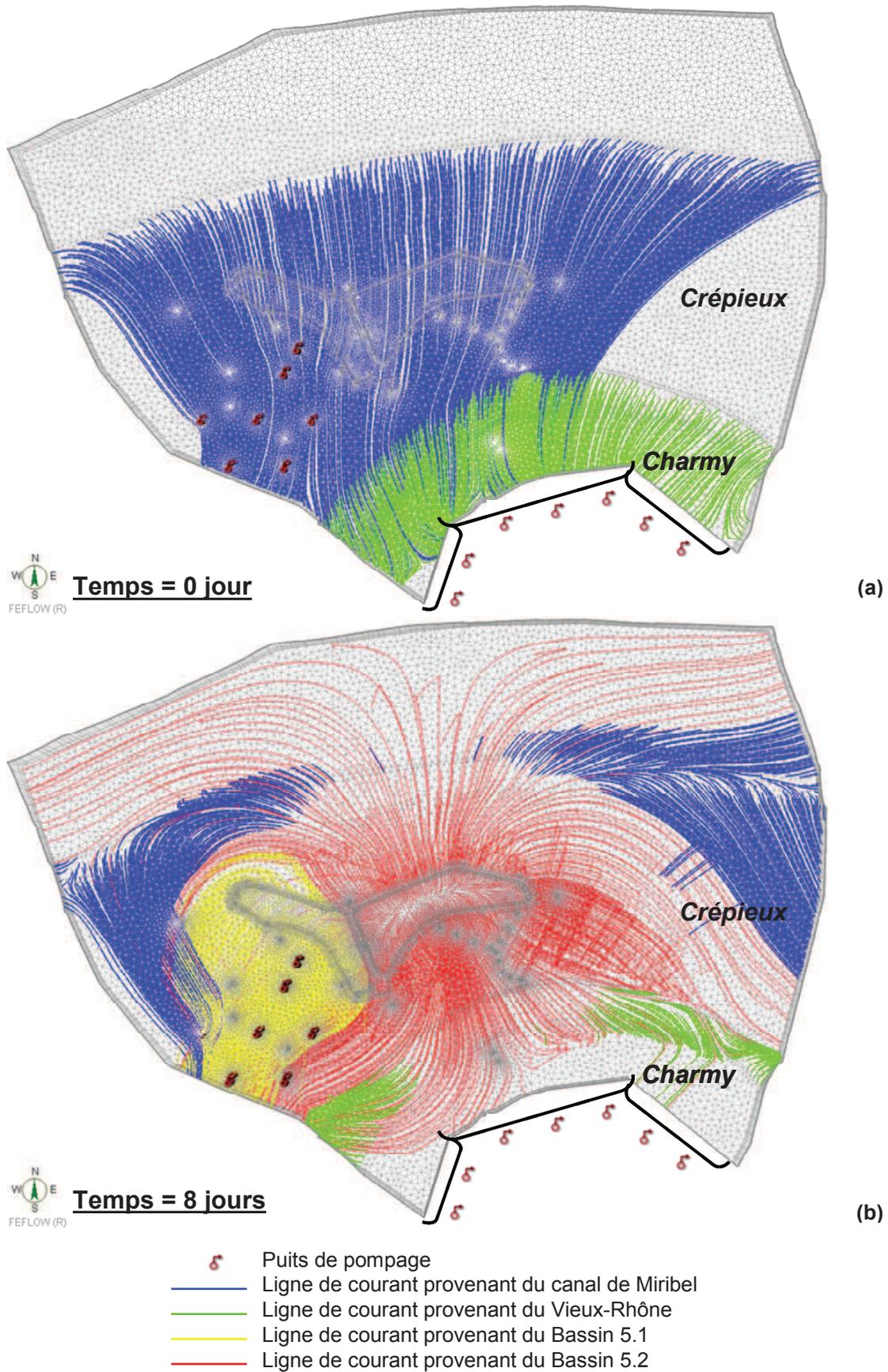


Figure 122 : Lignes de courant dans la ZS de l'aquifère avant la recharge (a) et pendant la recharge après 8 jours (b)

5.4.8. Zone non saturée sous le bassin

Le respect d'une épaisseur d'un mètre de ZNS est imposé par la réglementation (DUP de 1992, révisée en 2003). Actuellement sur le site, cette épaisseur est contrôlée par le piézomètre B10, qui est crépiné sur la totalité de l'aquifère, et placé entre les bassins d'infiltration 5.1 et 5.2. L'épaisseur de la ZNS est calculée entre la cote piézométrique mesurée et la cote altimétrique du fond du bassin d'infiltration 5.1.

Une vue en coupe selon l'axe AB dans le modèle tridimensionnel permet d'analyser le profil de saturation sous le bassin au bout du 8^e jour de la simulation 3 (fig.123). Ce temps est choisi car les deux bassins d'infiltration sont en eau et les niveaux piézométriques sont au plus haut.

Directement sous la surface des bassins, le niveau de la surface libre de la nappe atteint un niveau suffisant pour toucher le fond du bassin 5.2. Sous le bassin 5.1 une épaisseur de ZNS inférieure à 1 m est maintenue au 8^e jour de la simulation. La cote piézométrique de remontée de la nappe est différente de 1.5 m entre les centres des deux bassins d'infiltration.

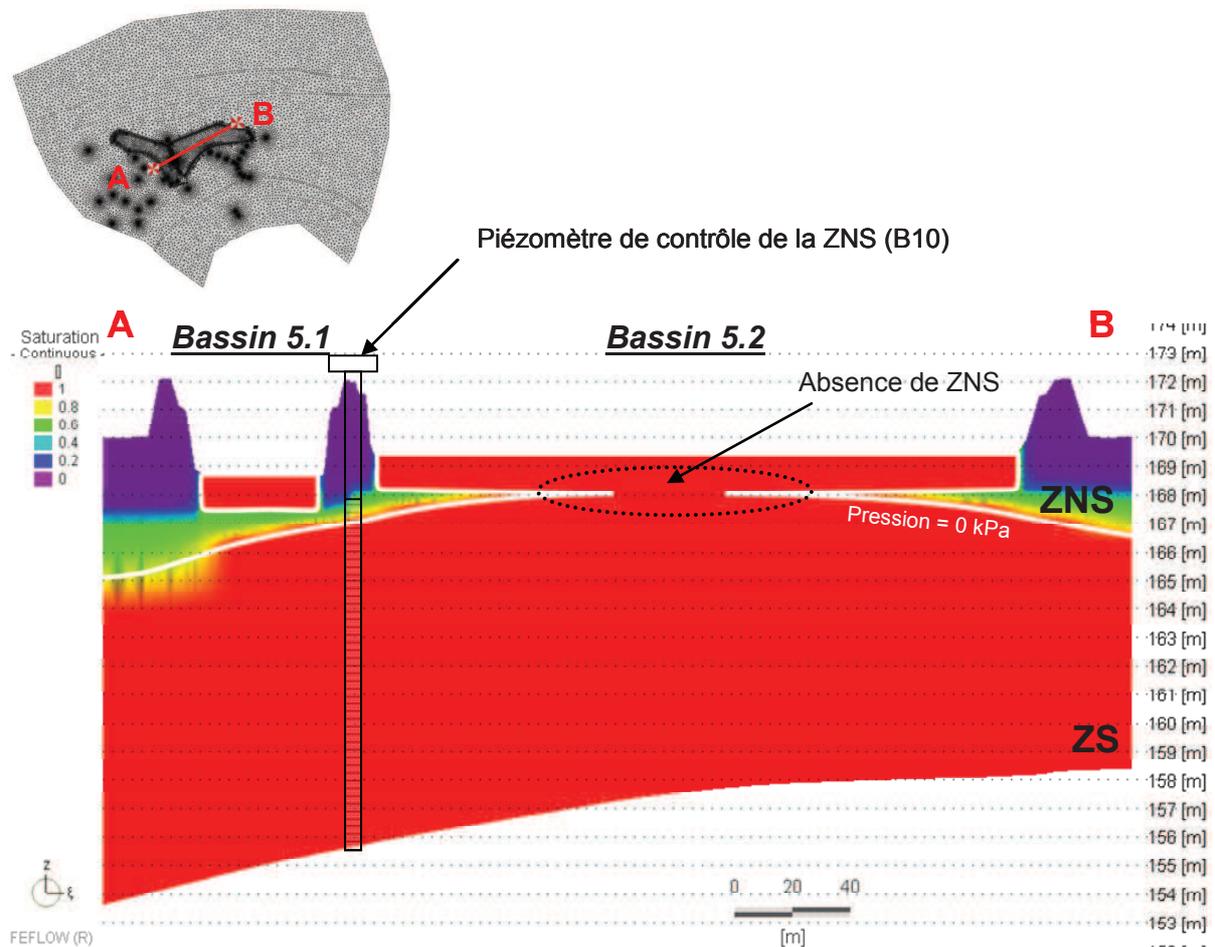


Figure 123 : Profil vertical de saturation au 8^e jour de la simulation 3 selon l'axe A-B

Une étude récente menée par Racz *et al.* (2011) dans un bassin d'infiltration a montré que la saturation des couches situées directement sous le bassin dépend de la variabilité spatiale des vitesses d'infiltration observées à différents endroits dans le bassin. Dans leur étude, plusieurs piézomètres de 1 m de profondeur, crépinés uniquement dans le fond, sont implantés à l'intérieur même du bassin. La température est enregistrée pour être utilisée comme traceur de l'eau. Une mesure de pression permet de connaître les conditions de saturation à une profondeur donnée sous le bassin.

Dans notre étude, le piézomètre B10 chargé de contrôler de l'épaisseur de la ZNS, ne permet pas d'avoir une vue représentative de l'épaisseur réelle de la ZNS présente sous les bassins d'infiltration.

Le contrôle de l'épaisseur de la ZNS sur le site doit être effectué à l'intérieur de chaque bassin d'infiltration afin d'être représentatif de l'état de saturation des lithologies. De plus, pour des bassins de grandes superficies, et pour tenir compte de la forme du dôme, plusieurs localisations doivent être prises en considération pour y effectuer des mesures.

5.5. Conclusions et discussion

Les échanges existants entre les rivières, la nappe, les bassins d'infiltration et les puits sont complexes.

L'hétérogénéité du milieu poreux qui constitue la ZNS et la nappe est avérée, mais mal caractérisée. Pour progresser dans la reconnaissance du milieu souterrain et de l'impact des hétérogénéités et des conditions aux limites sur le fonctionnement global du système, nous avons choisi de bâtir un modèle conceptuel à base physique. Ce modèle tente de concilier une représentativité de la complexité du système étudié et une simplicité de mise en œuvre.

Pour cela, nous nous sommes appuyés sur la méthodologie développée sur le bassin pilote (chapitre 4) pour ce qui concerne la description du milieu souterrain qui est divisé en trois couches principales (sable calibré (A), couche sous jacente (B), nappe (C)).

Des mesures expérimentales nouvelles et complémentaires (flûtes de pan, installation de pompage avec piézomètres dédiés) ont conduit à prendre en compte une strate moins perméable (lentille) dans la nappe, localisée sous les bassins 5.1 et 5.2. Ces mêmes données ont également montré une absence d'anisotropie dans la nappe (chapitre 3).

Les écoulements d'eau dans le milieu souterrain sont décrits par l'équation de Richards dont les paramètres varient spatialement en fonction des hétérogénéités. Seule la couche B, sous jacente au sable calibré des fonds de bassin, est concernée par des variations temporelles de sa conductivité hydraulique à saturation (dus aux conditions initiales et/ou à des variations de température).

Pour la détermination des paramètres physiques, nous nous sommes appuyés sur des travaux antérieurs et sur les résultats des chapitres 3 et 4 afin de fixer, a priori, les moins sensibles (α et n des courbes caractéristiques $h(\theta)$ et $K(h)$). Les paramètres les plus sensibles (dans l'ordre K_s et $\Delta\theta$) sont issus d'un calage. Ce calage est contraint par des intervalles de valeurs des paramètres ayant un sens physique, et est facilité par une sensibilité différenciée :

- K_{sB} de la couche sous jacente intervient dans l'évolution du niveau d'eau dans les bassins, ceci pour respecter les flux infiltrés dans le sol.
- K_{sC} de la nappe contribue essentiellement à l'amplitude de la variation du niveau de la nappe.
- K_s de la lentille permet de reproduire les hauteurs d'eau (en haut, au milieu et en bas de la nappe) dans les piézomètres en flûte de pan situés près du bassin 5.2 et dans les piézomètres situés à proximité.
- $\Delta\theta$ intervient dans la dynamique de la réponse de la nappe à une sollicitation extérieure.

La description de l'alimentation de la nappe par les rivières doit intégrer une résistance à l'écoulement dans leurs fonds et leurs berges. Les échanges sont modélisés par une condition à la limite de troisième type (Cauchy) en imposant un niveau d'eau et un coefficient de transfert Φ propres à chaque rivière.

La méthodologie utilisée pour caler les paramètres K_s , $\Delta\theta$ (pour chaque couche) et Φ (pour chaque rivière) repose sur deux étapes successives avec une chronique où les conditions aux limites sont très contrastées :

- une crue dans les rivières avec les bassins vides.
- un niveau sensiblement constant dans les rivières et des bassins actifs.

Chacune de ces deux étapes correspond à une activation localisée particulière des flux d'eau. Les ouvrages de pompage étant actifs dans les deux phases, le rabattement de la nappe qu'ils provoquent interfère avec les mouvements dus aux réalimentations de surface. Ce fait conduit à optimiser les paramètres par aller-retour entre les deux étapes. On obtient alors un modèle calé dit de « référence ».

La robustesse de ce modèle est évaluée en simulant une chronique différente de celles utilisées pour le calage. Cette chronique correspond à des conditions initiales et aux limites faisant varier K_{sB} temporellement (effets des conditions initiales et de la température). Hormis cette modification (K_{sB} fonction du temps), justifiée physiquement, le modèle calé de référence reproduit de manière satisfaisante les mesures relatives à cette nouvelle chronique.

Le modèle étant considéré comme ayant une évaluation positive, on l'utilise pour visualiser les chemins de l'eau et la répartition des teneurs en eau. Les cartographies des lignes de courant, en présence d'alimentation par les bassins montrent :

- une alimentation des ouvrages de pompage à proximité.
- une alimentation des ouvrages de pompage de l'autre rive (Charmy), avec des écoulements sous le cours d'eau Vieux-Rhône.
- une barrière hydraulique localisée entre le canal de Miribel et le bassin 5.2 existe.
- l'absence de barrière hydraulique due au bassin 5.1.

Une cartographie des degrés de saturation en eau dans un plan vertical sous les bassins montre une saturation totale du sol sous le centre du bassin 5.2, excluant la présence d'une ZNS. Ce dernier résultat devra être confirmé par des mesures.

Conclusions **générales**

Conclusions générales

Le champ captant de Crépieux-Charmy est un sujet d'étude complexe qui regroupe plusieurs «objets» ayant des interactions entre eux : une nappe phréatique, des cours d'eau, des ouvrages de pompage et des bassins d'infiltration. Notre étude s'est essentiellement focalisée sur la description des écoulements d'eau dans des volumes limités du champ captant, choisis pour leur représentativité de certaines interactions locales (bassin/sol, bassin/nappe, cours d'eau/nappe, ouvrages de pompage/nappe), et/ou d'un fonctionnement plus global (bassins + cours d'eau + nappe + ouvrages de pompage).

Le champ captant a été instrumenté pour gérer l'exploitation de la ressource en eau, et quelques capteurs complémentaires ont été mis en place pour acquérir des données supplémentaires. Des ouvrages spécifiques, dédiés à cette étude ont été réalisés : un forage et des piézomètres associés, dont trois séries de flûtes de pan (une série à proximité du bassin d'infiltration 5.2 et deux séries proches du Vieux-Rhône).

On dispose ainsi de nombreuses données qui ont été utilisées telles que :

- Les niveaux piézométriques en différents points et à différentes profondeurs dans la nappe.
- Les niveaux d'eau dans les bassins, les cours d'eau et les ouvrages de pompage.
- Les débits des pompes alimentant les bassins, et les débits des ouvrages de pompage.
- La température dans les cours d'eau, les bassins et certains piézomètres.

L'analyse des données expérimentales obtenues fournit des informations suffisantes pour piloter l'exploitation du champ captant, mais est insuffisante pour préciser les chemins de l'eau souterraine et la partition des flux dans la nappe.

Pour avancer dans une meilleure représentation des chemins de l'eau, une modélisation a été développée. Celle-ci repose sur une conceptualisation du fonctionnement du système avec :

- Une partition spatiale du sous-sol avec des couches adjacentes de propriétés hydrodynamiques différentes.
- Une description de l'écoulement de l'eau par l'équation de Richards, résolue par rapport à la variable h (pression de l'eau du sol), qui assure la continuité des flux et de la pression entre la zone non saturée (ZNS) et la nappe.
- Des conditions aux limites adaptées aux conditions locales (flux nul, pression ou charge imposée, condition mixte de charge et de flux, couplage avec un bilan de masse dans les bassins). Certaines de ces conditions aux limites sont dépendantes du temps (mesurées et/ou calculées).

La reconnaissance géométrique des formations associée à des couches (différenciées par les caractéristiques physiques dans le modèle) résulte de prospections antérieures, et de travaux réalisés durant cette thèse (fosses creusées en fond de bassin, mise en place de l'ensemble des ouvrages du dispositif expérimental). Dans le cas le plus complexe traité ici, quatre types de couches de sous-sol ont été retenues :

- Une couche artificielle de sable calibré de fond de bassin d'infiltration (couche A).
- Une couche sous-jacente (couche B), de caractéristique sablo-graveleuse sous la couche de sable calibré.
- Une couche contenant l'aquifère, qui englobe la zone de battance de la nappe (couche C).
- Une couche lenticulaire moins perméable, dans la nappe, sous deux des bassins d'infiltration étudiés.

Les cours d'eau n'imposent pas une charge hydraulique sur toute l'épaisseur de la nappe sous-jacente, mais communiquent avec la nappe via une résistance à l'écoulement (colmatage), qui est matérialisée par un coefficient de transfert.

Résultats méthodologiques

Pour alimenter le modèle mis en place, ses paramètres doivent être déterminés, et autant que faire se peut, de manière indépendante. Pour ce faire, nous avons procédé de la manière suivante :

- Conduite d'essais spécifiques pour caractériser les propriétés hydrodynamiques (K_s , θ_s et θ_r) des couches A et B de surface par infiltrométrie sous anneaux.
- Essais de pompage en différentes zones de la nappe pour déterminer la variabilité spatiale et une gamme du coefficient de transmissivité.
- La sensibilité du modèle à certains paramètres est faible, ce qui a conduit à utiliser des valeurs de la littérature pour α et n des courbes caractéristiques $S_e(h)$ et $K(h)$.

Les caractérisations précédentes sont réalisées à une échelle spatiale très locale. Il est nécessaire de caler certains paramètres à l'échelle de l'étude, telles que les conductivités hydrauliques à saturation de la nappe ou les conductivités hydrauliques à quasi-saturation de la couche B.

Ce calage est effectué à partir de chroniques de fonctionnement du champ captant où les conditions aux limites activent des flux d'eau dont les sources sont bien identifiées et qui provoquent des réponses de la nappe localisées. Des tests de sensibilité ont complété ces identifications de paramètres.

On donne, ci-dessous (tab.23), un tableau des valeurs des principaux paramètres utilisés dans la modélisation du chapitre 5, avec une gamme de variation pour K_{sB} (variation temporelle) et K_{sC} (variation spatiale).

Paramètres	Canal de Miribel	Vieux-Rhône	Couche A Sable Calibré	Couche B	Lentille	Couche C Nappe
Φ [μ^{-1}]	$2.88.10^{-1}$	$2.88.10^{-2}$	-	-	-	-
K_s [m/s]	-	-	1.10^{-4}	5.10^{-6} à 8.10^{-6}	$2.5.10^{-6}$	$3.5.10^{-3}$ à 4.10^{-2}
θ_s [$m^3.m^{-3}$]	-	-	0.35	0.2	0.3	0.3
θ_r [$m^3.m^{-3}$]	-	-	0	0	0.15	0.15
$\Delta\theta$ [$m^3.m^{-3}$]	-	-	0.35	0.2	0.15	0.15
α [m^{-1}]	-	-	2	2	4	4
n [-]	-	-	2	2.4	2	2

Tableau 23 : Valeurs des principaux paramètres utilisés dans le chapitre 5

La robustesse du modèle est évaluée sur la simulation de chroniques différentes de celles utilisées pour le calage.

Résultats physiques et mécanistes

Certains résultats obtenus sont en accord avec des résultats d'études antérieures réalisées sur le site :

- La conductivité hydraulique à saturation de la nappe est élevée, de l'ordre de 10^{-2} m/s.
- La relation nappe-cours d'eau est liée à un coefficient de transfert, qui est 10 fois plus élevé pour le canal de Miribel que pour le Vieux-Rhône.

Des résultats originaux sont issus de ce travail :

- La couche B, sous-jacente aux bassins, contrôle les flux verticaux vers la nappe, tant que la couche de sable de fond des bassins n'est pas colmatée.
- La conductivité hydraulique à quasi-saturation de la couche B peut évoluer dans le temps lorsque la température de l'eau infiltrée est différente de la température initiale du sol et/ou lorsque les conditions initiales du sol sont sèches.
- La couche B, dont la conductivité hydraulique à saturation est inférieure à celle des couches A et C permet le maintien d'une ZNS sous les bassins 3.1 et 5.1.

- Les mesures indépendantes des conductivités hydrauliques à quasi-saturation de la couche B (infiltrations sous anneaux à l'échelle métrique) donnent des valeurs proches de celles calées à l'échelle des bassins (échelle de la centaine de mètres).
- Une couche moins perméable sous les bassins 5.1 et 5.2 provoque une remontée locale forte de la nappe, en permettant un écoulement horizontal profond, en accord avec les mesures effectuées dans les piézomètres en flûtes de pan.
- Des écoulements entre Crépieux et Charmy existent sous le Vieux-Rhône, ceci a été observé au moyen des flûtes de pan implantées dans la berge.
- La lentille, moins perméable que la nappe, associée à la géométrie des bassins et aux conditions aux limites peut contribuer à la disparition d'une ZNS sous les bassins. En effet, lorsque cette couche est présente, la remontée de la nappe est accentuée et elle remonte à des cotes pouvant faire disparaître la ZNS.
- La modélisation permet de visualiser les lignes de courant et de préciser les chemins de l'eau ainsi que les relations qui existent entre les différentes sources et les exutoires. Cette visualisation des systèmes d'écoulement affine la reconnaissance et l'efficacité d'une barrière hydraulique que l'on peut suspecter à partir de la surface libre de la nappe. La modélisation effectuée au chapitre 5 montre qu'une barrière hydraulique se développe entre le bassin 5.2 et le canal de Miribel, mais pas ailleurs.

Discussion

Parmi les résultats résumés ci-dessus, certains ont des applications opérationnelles :

- Les mesures de flux sous les bassins utilisées pour identifier un colmatage du sable doivent tenir compte d'une éventuelle variation temporelle due à des effets thermiques et/ou de conditions initiales.
- Des essais de pompage permettent une mesure significative des conductivités hydrauliques de la nappe en éliminant les temps longs, mais la valeur du coefficient d'emmagasinement n'a pas de relation claire avec la physique soutenant l'équation de Richards.
- La barrière hydraulique, lorsqu'elle existe, disparaît rapidement après l'arrêt de l'alimentation des bassins.
- Il semblerait que la ZNS disparaisse sous le bassin 5.2 pour la chronique simulée.
- Le piézomètre de contrôle placé sur la digue des bassins d'infiltration ne peut pas être utilisé pour calculer l'épaisseur réelle de la ZNS existante sous les bassins.
- La proximité et le type de condition à la limite imposée dans le système aquifère jouent un rôle dans l'importance de la remontée de la nappe. L'implantation de bassins d'infiltration dans ce type d'aquifère soumis à des conditions aux limites multiples doit considérer ce facteur.
- Des écoulements en nappe existent sous le Vieux-Rhône, de ce fait, des écoulements peuvent parvenir du canal de Miribel aux ouvrages de pompage situés sur Charmy. Le fonctionnement des ouvrages sur Charmy en cas de pollution dans le canal de Miribel doit donc être considéré avec précaution.

Ce travail exploratoire de modélisation fine de certaines zones géographiques du champ captant a consommé un temps important pour réunir les données nécessaires au modèle, telles que la mise en place d'un dispositif expérimental dédié (forage, piézomètres et flûtes de pan), le modèle numérique de terrain, la recherche de chroniques adéquates, la collection et l'analyse de rapports, l'extraction de données utilisables...

Par manque de temps, des choix ont dû être faits pour privilégier l'approche conceptuelle et ce travail souffre de faiblesses, concernant notamment :

- La connaissance des hétérogénéités souterraines qui est minimale.
- Le chiffrage des incertitudes expérimentales et du modèle n'ont pas été évaluées.
- L'estimation de la qualité de la condition initiale par un coefficient de corrélation est nettement perfectible.
- Le calage des paramètres est fait « à l'œil », sans optimisation numérique.

Perspectives

Le résultat le plus « physique » de cette thèse est probablement la mise en évidence d'une variation temporelle de la conductivité hydrodynamique des couches sous-jacentes aux bassins. La variation due à la température est connue, mais la variation attribuée à une évolution de la quasi-saturation demande des investigations expérimentales et théoriques.

La relative stabilité de la conductivité hydraulique à saturation entre les différentes échelles de détermination doit être confirmée et étayée théoriquement.

L'assimilation de la couche B, qui semble être une accumulation de plusieurs couches plus ou moins sableuses, à une couche homogène équivalente, doit également être validée.

La reconnaissance des hétérogénéités du sous-sol doit être approfondie, par exemple avec des méthodes non intrusives comme les techniques géophysiques (plusieurs en parallèle) et/ou des méthodes intrusives comme des forages carottés.

La connaissance des chemins de l'eau est essentielle à la compréhension du fonctionnement du champ captant. L'utilisation de traceurs de l'eau peut apporter beaucoup. On dispose de données exploitables d'évolution de la température dans les bassins, les cours d'eau et certains piézomètres.

Il est possible de faire une modélisation couplée : écoulements – transfert de chaleur, et d'identifier les zones les plus convectives en comparant modélisations et mesures. Il semble, à partir d'essais sommaires de modélisation que nous avons effectués (non présentés ici) que l'on doive tenir compte de cinétiques d'échange de chaleur entre le solide et l'eau. Ceci implique des expériences (ou des chroniques d'observations) complémentaires, une modélisation adaptée, et la détermination de plusieurs paramètres supplémentaires.

La disparition de la ZNS sous le bassin 5.2 doit être validée (ou invalidée) par des mesures.

Dans la modélisation, la méthodologie pourrait être enrichie en automatisant la recherche optimale de paramètres, en introduisant un critère plus pertinent de qualité des conditions initiales et en tenant compte des incertitudes expérimentales et calculatoires.

Une meilleure estimation de la contribution des différentes sources et des interactions entre les ouvrages de pompage et les autres « objets » nécessite un élargissement de la zone géographique prise en compte dans le travail présenté ici. Il faudra reprendre la description des conditions aux limites, basée sur des observations et les faire coïncider avec des données disponibles (c'est la connaissance des conditions aux limites stables qui conditionne la géométrie). Dans cette géométrie, il faudrait identifier les hétérogénéités liées aux variations lithologiques, avec détermination des paramètres correspondants (caractéristiques physiques).

Références **bibliographiques**

Références bibliographiques

- AIEA, 2003 - Les sondes à neutron et à rayon gamma : leurs applications en agronomie. Deuxième édition. Collection cours de formation 16/F, p. 76.
- Aisch A.M., 2004 – Hydrogeological study and artificial recharge modelling of the Gaza Coastal Aquifer using GIS and MODFLOW. Thesis of Faculty of applied sciences, Brussel, p. 196.
- Al-Muttair F.F., Al-Turbak A.S., 1991 – Modeling of infiltration from an artificial recharge basin with a decreasing pond depth. *Journal of King Saud University* 3 (1), 89-100.
- Anderson M.P., Woessner W.W., 1992 – Applied groundwater modeling : simulation of flow and advective transport. Academic Press. San Diego, California, p. 372.
- Angulo-Jaramillo R., Lassabatère L., Winiarski T., Bouvarot, M., Volatier L., Mermillod-Blondin F., Marmonier P., Delolme C., 2011 – Caractérisation hydrodynamique locale de la couche de surface des bassins d'infiltration 3.1, 3.2, 5.1 et 5.2 du champ captant de Crépieux-Charmy (Rhône) à l'aide de la méthode Beerkan. LEHNA, projet CNRS no. 57288, p. 46.
- Assouline S., Tessier D., Bruand A., 1998 – A conceptual model of the soil water retention curve. *Water Resources Research* 34(2), 223-231.
- Assouline S., Tartakovsky D.M., 2001 – Unsaturated conductivity function based on a soil fragmentation process. *Water Resources Research* 37(5), 1309-1312.
- Auffray A., Brisson A., Tamburini A., Dziak V., Maloisel V., Martinoni-Lapierre S., s.d. – Climat de la région Rhône-Alpes. Météo France Centre-Est. p. 47.
- Ayra L.M., Paris J.F. , 1981 – A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density. *Soil Science Society of America Journal* 45, 1023-1030.
- Barat A., Gouisset Y., 1988 – Etude hydrogéologique de la molasse Miocène. Bresse-Dombes-Bas-Dauphiné- Synthèse finale. Orientations pour l'exploitation. BRGM 88 SGN 995 RHA, p. 76.
- Barthelemy Y., Putallaz J., 1977 – Etude hydrogéologiques champs de captage de Crépieux et de Charmy (69). Rapport préliminaire no.1. Possibilités actuelles du champ captant de Crépieux. BRGM JAM 77/30, p. 14.
- Barthelemy Y., 1978a - Etude hydrogéologique. Champ captant de Crépieux et de Charmy (69). Rapport préliminaire no.2. Relations entre nappe et cours d'eau. BRGM JAL 78/24, p. 52.
- Barthelemy Y., 1978b – Etude hydrogéologique. Champ captant de Crépieux et de Charmy (69). Rapport préliminaire no.5. Evolution du colmatage des cours d'eau bordant le champ de captage, entre octobre 1977 et août 1978. BRGM JAL78/31, p. 33.
- Barthelemy Y., 1979 – Forages d'essai réalisés dans le champ de captage de Crépieux-Charmy (69). BRGM 79 SGN 008 RHA, p. 30.
- Barthelemy Y., Putallaz J., 1979 – Renforcement des ressources en eau potable de l'île de Crépieux. Compte-rendu des travaux et des essais réalisés sur les ouvrages F1 à F9. BRGM 79 SGN 589 RHA, p. 85.
- Barthelemy Y., 1980 – Renforcement des ressources en eau potable de l'île de Crépieux-La-Pape (69). Compte rendu des travaux réalisés sur les ouvrages F 10 à F 16. Synthèse des résultats obtenus sur l'ensemble des 32 puits F1 à F16. BRGM 80 SGN 247 RHA, p. 105.

- Baveye P., Vandevivere P., Hoyle B.L., DeLeo P.C., de Lozada D.S., 1998 – Environmental impact and mechanisms of the biological clogging of saturated soils and aquifer materials. *Critical Review in Environmental Science and Technology* 28(2), 123-191.
- Bauman P., 1952 – Ground-water movement controlled through spreading. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 117(1), 1024-1074.
- Bel F., 1986 – Incidence de la réalimentation artificielle des nappes souterraines sur la qualité des eaux pour l'AEP. Phase 1 : Inventaire des stations de réalimentation. BRGM 86 SGN 710 MPY, p. 56.
- Bear J., 1972 – Dynamics of fluids in porous media. American Elsevier, New-York, p. 764.
- Bear J., Verruijt A., 1987 – Modeling groundwater flow and pollution. D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Pays-Bas, p. 414.
- Beven K., 2001 – How far can we go in distributed hydrological modelling. *Hydrology and Earth System Sciences* 5(1), 1-12.
- Bize J., 1975 – Phénomènes d'écoulement lors de l'alimentation artificielle des nappes souterraines (Cas de l'infiltration par bassin). *Gaz-Eaux-Eaux usées* 55(12), 814-828.
- Boudin G., 2005 – Synthèse hydrogéologique du champ captant de Crépieux-Charmy. Rapport Final. BURGEAP, RLy.1243a/A.5250/C.903477, p. 33.
- Boulton N.S., 1963 – Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. *Proceedings, Institute of Civil Engineers* 26, 469-482.
- Boussinesq J., 1904 – Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. *C.R. Académie des Sciences, Journal de Mathématiques pures et appliquées*, 11, 363-394.
- Bouvarot M., 2011 – Caractérisation de biofilms développés dans des sédiments de bassins d'infiltrations. Analyse de la relation « biofilm-colmatage ». Travaux de fin d'étude ENTPE-LEHNA, p. 175.
- Bouwer H., Rice R.C., Escarcega E.D., Riggs M.S., 1972 – Renovating secondary sewage by groundwater recharge with infiltration basins. U.S. Environmental Protection Agency, Water Pollution Control Research Series, project no. 16060DRV, Washington DC, p. 101.
- Bouwer H., 1978 – Groundwater hydrology. McGraw-Hill Book Company, New York, p. 480.
- Bouwer H., 1999 – Artificial recharge of groundwater: systems, design, and management. McGraw-Hill, Hydraulic Design Handbook, L.W. Mays (ed.), New-York, 24, 1-24.44.
- Bouwer H., Ludke J., Rice R.C., 2001 – Sealing pond bottoms with muddy water. *Ecological Engineering* 18, 233-238.
- Bouwer H., 2002 – Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. *Hydrogeology Journal* 10, 121-142.
- Bouyoucos G.J., 1915 – Effect of temperature on mouvement of water vapour and capillary moisture in soils. *Journal of Agricultural Research* 5, 141-175.
- Bravard J.P., 2004 – Le façonnement du paysage fluvial de Lyon : choix urbanistiques et héritages de l'histoire hydro-morphologique. *Boletín de la A.G.E* 37, 17-32.
- Brenot A., Nicolas J., Chrétien M., Dewandel B., Courtois N., Castagnac C., Bourguine B., Couëffe R., Martelet G., 2009 – Acquisition de connaissances sur la nappe de la molasse du territoire du SAGE de l'Est Lyonnais. Rapport Final. BRGM RP-57474-FR, p. 220.

- Brooks R.H., Corey A.T., 1964 – Hydraulic Properties of Porous Media. Hydrology Paper no. 3, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Bruand A., Coquet Y., 2005 – Les sols et le cycle de l'eau. Chap. 15, p. 23.
- Burdine N.T., 1953 – Relative permeability calculations from pore size distribution data. Transaction of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineering 198, 71-78.
- BURGEAP, 1989a – Simulations de diverses configurations de bassins de réalimentation artificielle du champ captant de Crépieux-Charmy. NT. 2201-A.2167/89012, p. 23.
- BURGEAP, 1989b – Etude d'une barrière hydraulique pour la protection de la zone de captage de Crépieux-Charmy. Rapport Final. R 906 – A.2167/88.094, p. 64.
- BURGEAP, 1989c – Suivi de la première mise en eau des bassins de réalimentation de la nappe sur l'île de Crépieux (24-24 mars 1989). R.888 – A.2167/89.012, p. 50.
- BURGEAP, 1990 – Faisabilité pratique d'une barrière hydraulique permanente par bassins d'infiltration pour protéger les captages de Crépieux-Charmy. R.974 - A2167/90011, p. 31.
- BURGEAP, 1992 – Réalisation de bassins de réinjection pour réalimentation permanente de la nappe. Compte rendu des reconnaissances de terrain réalisées du 15 au 21 janvier 1992. NT/Av.393/A.2167/91.159, p. 45.
- BURGEAP, 1994a – Complément à l'étude d'impact hydrogéologique de l'ouverture du canal de l'autoroute A42. Modélisation de la répartition verticale des écoulements souterrains en provenance de l'Est-Lyonnais. R/Ly.139/A.3530, p.16.
- BURGEAP, 1994b – Diagnostic du colmatage des bassins de réalimentation et optimisation du seuil d'alerte de turbidité. Rapport BURGEAP R/Ly.176/A.4019, p. 38.
- CGE, 1999 – Sécurité de l'alimentation en eau de la Communauté urbaine de Lyon. Campagnes de traçage des 4 et 5 Mai 1999. Rapport interne Compagnie Générale des Eaux, p. 9.
- Cha H., Choi H., Kim J., Cho J., 2005 - Water quality dependence on the depth of the vadose zone in SAT simulation soil columns. Water Science and Technology, Water supply 5(1), 17-24.
- CLE, 2005 – Schéma d'aménagement et de gestion des eaux de l'est lyonnais. Etat des lieux – Diagnostic. Commission Locale de l'Eau, p. 232.
- Collin J.J., 1971 – Plaine de l'est Lyonnais. Etude hydrogéologique du couloir de Meyzieu (Rhône). BRGM 71 SGN 130 JAL, p. 25.
- Collin J.J., Gudefin H., Herve J.Y., Lienhardt M.J., Rousselot D., 1973 – Système aquifère de l'est lyonnais (01-38-69). Synthèse des connaissances. Données hydrogéologiques quantifiées. BRGM 73 SGN 199 JAL, p. 57.
- Constantz J., 1982 – Temperature dependence of unsaturated hydraulic conductivity of two soils. Soil Science Society of American Journal 46, 466-471.
- 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.
- Corey C.T., 1994 – Mechanics of immiscible fluids in porous media. Water Resources Publication, Highlands Ranch, Colorado, p. 252.
- Cosandey C., Robinson M., 2007 – Hydrologie continentale. Armand Colin ed., p. 360.

- Dagan G., 1967 – Linearized solutions of free-surface groundwater flow with uniform recharge. *Journal of Geophysical Research* 72(4), 1183-1193.
- Darcy H., 1856 – Les fontaines Publiques de la ville de Dijon. Victor Dalmont (ed.), Paris, p. 647.
- Darmendrail D., 1987 – Filtration géochimique des métaux lors de leur transfert d'une rivière vers une nappe alluviale. Applications à la nappe des alluvions du Rhône (69) et de la Deule (56). Thèse de l'Université de Bordeaux 3, p. 403.
- Dassargues A., 1990 – Modèles mathématiques en hydrogéologie et paramétrisation. *Annales de la Société Géologique de Belgique*, T.113 (fascicule 2) – 1990, 217-229.
- David L., Elmi S., Féraud J., 1979 – Lyon. Mont d'or lyonnais. Carte géologique de la France à 1/50 000. BRGM. XXX-31 2^e ed., no. 698.
- de Backer L.W., 1969 – Considérations sur l'influence de la phase gazeuse piégée dans les milieux poreux. *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology* XIV 2, 61-66.
- de Bellegarde B., Camus G., David L., Gudéfin H., Lienhardt G., 1966 – Connaissance de l'hydrogéologie de la plaine de Lyon, Rapport no.2. Etude préliminaire de l'île de Vaulx en Velin. BRGM/ D.S.G.R 66 A 1, p. 42.
- de Marsily G., 1981 – Hydrogéologie quantitative. Masson, Paris, p. 214.
- Diaw E.H.B., 1996 – Modélisation du transfert d'eau en milieu poreux non saturé : application à l'étude de la recharge des nappes d'eaux souterraines en région Soudano-sahélienne. Thèse de l'Université Louis Pasteur de Strasbourg, p. 240.
- Diersch H.J.G., 2002 – WASY Software® - Feflow: Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System: Reference manual. WASY Institute for Water Resources Planning and Systems Research Ltd., p. 292.
- Dillon P., 2005 – Future management of aquifer recharge. *Hydrogeology Journal* 13, 313-316.
- Dillon P., 2009 - Water recycling via managed aquifer recharge in Australia. *Boletín Geológico y Minero* 120 (2), 121-130. ISSN: 0366-0176.
- Douce C., Lemot J.N., 2006 – Champ captant Bassin No 5 Charmy & Crépieux. Villeurbanne (69) Rapport de reconnaissance géotechniques. Groupe J, p. 82.
- Dupuit J., 1863 – Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2^e ed., Dunod, Paris, p. 304.
- Evet Steven R., 2003 - Soil water measurement by time domain reflectometry. *Encyclopedia of Water Science*, Marcel Dekker, Inc., New York, 894-898.
- Fain S., Tribouillard N., Boudin G., 2008 – Champ captant de Crépieux-Charmy. Etude de l'efficacité des opérations de décolmatage du Vieux-Rhône. BURGEAP Rly.2900, p. 52.
- Faybishenko B.A., 1995 - Hydraulic Behavior of quasi-saturated soils in the presence of entrapped air: Laboratory experiments. *Water Resources Research* 31(10), 2421-2435.
- Forschheimer P., 1930 – Hydraulik, 3^e ed. Leipzig et Berlin, p. 264.
- Fourier J.B.J., 1822 – Théorie analytique de la chaleur. Firmin Didot, père et Fils (ed.), p. 639.
- Gale I., 2005 - Strategies for managed aquifer recharge (MAR) in semi-arid areas. UNESCO International Hydrological Programme (IHP), p. 33.

- Gleizes, 1973 – Protection des nappes alluviales contre la pollution. Site alluvial de l'est lyonnais. Agence de Bassin Rhône Méditerranée Corse, p. 188.
- Glover R.E., 1960 – Mathematical derivations as pertain to ground-water recharge. Agricultural Research Service, Colorado, p. 81.
- Greskowiak J., Prommer H., Massmann G., Johnston C.D., Nutzmann G., Pekdeger A., 2005 - The impact of variably saturated conditions on hydrogeochemical changes during artificial recharge of groundwater. *Applied Geochemistry* 20, 1409-1426.
- Gudefin H., 1971 – Connaissance de l'hydrogéologie de la plaine de Lyon. Rapport no. 6. Note de synthèse résumant les principaux enseignements tirés des observations piézométriques. BRGM 71 SGN 129 JAL, p. 37.
- Guvanasen V., 1977 – Unconfined groundwater recharge with clogging. 6th Australian Hydraulics and Fluid Mechanics Conference, Adelaide Australia, 76-79.
- Hantush M.S., 1966 – Analysis of data from pumping tests in anisotropic aquifers. *Journal of Geophysical Research* 71(2), 421-426.
- Hantush M.S., 1967 – Growth and decay of groundwater-mounds in response to uniform percolation. *Water Resources Research* 3(1), 227-234.
- Hantush M.S., 1964 – Hydraulics of wells. *Advances in Hydrosience*, V.T. Chow ed., Academic Press, New York, 1, 281-2442.
- Haverkamp R., Arrúe J.L., Vandervaere J.P., Braud I., Boulet G., Laurent J.P., Taha A., Ross R.J., and Angullo-Jaramillo R., 1996 – Hydrological and thermal behaviour of the vadose zone in the area of Barrax and Tomelloso (Spain): Experimental study, analysis and modelling Project UE no. EV5C-CT 92 00 90.
- Haverkamp R., Bouraoui F., Zammit C., Angulo-Jaramillo R., Delleur J.W., 1999 – Soil properties and moisture movement in the unsaturated zone. J.W. Delleur (ed.) *The handbook of groundwater engineering*. CRC, Boca, Raton, FL, 2931-2935.
- Haverkamp R., Ross P.J., Smetten K.R.J., Parlange J.Y., 1994 – Three-dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer. 2. Physically based infiltration equation. *Water Resources Research* 30, 2931-2935.
- Heilweil V.M., Solomon D.K., Ortiz G., 2009 – Silt and gas accumulation beneath an artificial recharge spreading basin, Southern Utah, U.S.A. *Boletín Geológico y Minero* 120(2), 185-196.
- Hillel D., 1974 – L'eau et le sol, principes et processus physiques. Vander ed., Louvain, Belgique, p. 288.
- Hollander H.M., Mull R., Panda S.R., 2009 – A concept for managed aquifer recharge using ASR-wells for sustainable use of groundwater resources in an alluvial coastal aquifer in Eastern India. *Physics and Chemistry of the Earth* 34, 270-278.
- Izbicki J.A., Flint A.L., Stamos C.L., 2008 – Artificial recharge through a thick, heterogeneous unsaturated zone. *Ground Water*, doi: 10.1111/j.1745-6584.2007.00406.x, p. 14.
- Jardin P., Blondel T., Gaillard C., 2007 – Rapport hydrogéologique du champ captant de Crépieux-Charmy. *Avis des hydrogéologues agréés*, p. 94.
- Jaynes D.B., 1990 – Temperature variations effect on field-measured infiltration. *Soil Science Society of America Journal* 52, 305-311.
- Johnson P., 2003 – A primer on water: ground water, surface water and its development. Dans Johnson P., Land L.A., Price L.G., Titus F., *Water Resources of the lower Pecos region*, New

- Mexico: Science, Policy, and a look to the future: New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources decision-makers field conference, 14-19.
- Jones O.R., Cross D.W., Schneider A.D., 1981 - Management of recharge basins on the southern high plains. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers* 24, 977-980.
- Kildsgaard J., Engesgaard P., 2011 - Numerical analysis of biological clogging in two-dimensional sand box experiments. *Journal of Contaminant Hydrology* 50 (3-4), 264-285.
- Klein Tank A.M.G., and other authors, 2002 - Daily dataset of 20TH-Century surface air temperature and precipitation series for the European climate assessment. *International Journal of Climatology* 22, 1441-1453.
- Konikow, L.F., 1996 – Numerical models of groundwater flow and transport. Dans: *Manual on Mathematical Models in Isotope hydrogeology*. International Atomic Energy, Agency Rept., IAEA-TECDOC-910, Vienna, Austria, 59-112.
- Kruseman G.P., de Ridder N.A., 1994 – Analysis and evaluation of Pumping Test Data. Second Edition (Completely Revised), Publication 47, Netherlands, International Institute for Land Reclamation and Improvement. p. 377.
- Lassabatère L., Angulo-Jaramillo R., Soria Ugalde J.M., Cuenca R., Braud R., Haverkamp R., 2006 - Beerkan estimation of soil transfer parameters through infiltration experiments. *Soil Science Society of America Journal* 70, 521-532.
- Lassabatère L., Loizeau S., Angulo-Jaramillo R., Winiarski T., Rossier Y., Delolme C., Gaudet J.P., 2012 – Influence of the initial soil water content on Beerkan water infiltration experiments. European Geosciences Union, General Assembly, Poster.
- Ledoux E., 2003 – Modèles mathématiques en hydrogéologie. Cours, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, p. 133.
- Legchenko A., Valla P., 2002 – A review of basic principles for magnetic resonance sounding measurements. *Journal of applied Geophysics* 50, 3-19.
- Lin C, Greenwald D., Banin A., 2003 – Temperature dependence of infiltration rate during large scale water recharge. *Soil Science Society of America Journal* 67, 487-493.
- Liu Y., Gupta H.V., 2007 – Uncertainty in hydrologic modeling: toward an integrated data assimilation framework. *Water Resources Research* 43, W07401, doi:10.1029/2006WR005756.
- Loizeau S., Rossier Y., Gaudet J.P., 2012 – Improving the knowledge of a complex well field functioning including infiltration basins with unsaturated/saturated 3D modelling. 3rd International Feflow User Conference, Berlin.
- Loste V., 1992 – Etude des dispositifs de protection des zones de captage d'eau influencées par des traces routiers. Rapport de stage de fin d'études. DDASS du Rhône, Hygiène publique. p. 126.
- Maréchal J.C., Vouillamoz J.M., Kumar M.S.M, Dewandel B., 2010 - Estimating aquifer thickness using multiple pumping tests. *Hydrogeology Journal* 18, 1787-1796.
- Magnan J.P., 1999 – L'eau dans le sol. *Techniques de l'ingénieur*, C212-1-22.
- Manglik A., Rai S.R., Singh V.S., 2004 – Modelling of aquifer response to time varying recharge and pumping from multiple basins and wells. *Journal of Hydrology* 292, 23-29.
- Martelat A., Collin J.J., 1996 – Ressources en eau souterraine dites « d'ultimes recours ». Phase II : agglomération de Lyon. BRGM R38801, p. 42.

- Mc Whorter D.B., Sunada D.K., 1977 – Ground-water Hydrology and Hydraulics. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, p. 290.
- Moench A.F., 1995 – Combining the Neuman and Boulton models for flow to well in an unconfined aquifer. *Ground Water* 33(3), 378-384.
- Morel-Seytoux, H.J., 1984 – From excess infiltration to aquifer recharge: a derivation based on the theory of flow of water in unsaturated soils. *Water Resources Research* 20(9), 1230-1240.
- Mousavi S.F., Rezai V., 1998 – Evaluation of scraping treatments to restore initial infiltration capacity of three artificial recharge projects in central Iran. *Hydrogeology Journal* 7, 490-500.
- Mualem Y., 1976 – A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* (12), 513-522.
- Musy A., Soutter M., 1991 – *Physique du sol*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (ed.), Lausanne, p. 340.
- Neuman S.P., 1972 – Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table. *Water Resources Research* 8(4), 1031-1044.
- Nwacgukwu M.A., Feng H, Achilike K., 2010 – Integrated study for automobile wastes management and environmentally friendly mechanic villages in Imo River basin Nigeria. *African Journal of Environmental Science and Technology* 4(4), 234-249.
- Okubo T., Matsumoto J., 1979 - Effect of infiltration rate on biological clogging and water quality changes during artificial recharge. *Water Resources Research* 15(6), 1536-1542.
- O'Leary D.R., Izbicki J.A., Moran J.E., Meeth T., Nakagawa B., Metzger L., Bonds C., Singleton M.J., 2012 – Movement of water infiltrated from a recharge basin to wells. *Ground Water* 50(2), 242-255.
- Penk A., 1905-1907 – La portion française du glacier du Rhône et le glacier de l'Isère. *Travaux du Laboratoire de Géologie de Grenoble* 8(1), 122-195.
- Pérez Paricio A., 2001 – Integrated modelling of clogging processes in artificial groundwater recharge. Ph.D. Thesis. Technical University of Catalonia, Spain, 6-13.
- Plongeron A., Gagniere G., P. Beauduc, Poncet G., 1981 – Pompages d'essai dans le champ captant de la Courly à Crépieux-Charmy (69). BRGM 81 SGN 858 RHA, p. 44.
- Poinsard D., 1992 – Effets des aménagements fluviaux sur les débits liquides et solides. L'exemple du Rhône dans les plaines de Miribel-Jonage et de Donzère-Mondragon, Thèse de doctorat, Université Jean Moulin (Lyon 3), p. 501.
- Pomerol C., Lagabrielle Y., Renard M., 2002 – *Eléments de géologie*. Dunod 12^e ed., Paris, p. 776.
- Pyne R.D.G., 1995 – *Groundwater recharge and wells: A guide to aquifer storage recovery*. CRC Press, Boca Raton, Florida, p. 376.
- Racz A.J., Fisher A.T., Schmidt C.M., Lockwood B.S., Los Huertos M., 2011 – Spatial and temporal infiltration dynamics during managed aquifer recharge. *Ground Water* 50(4), 562-570.
- Rai S.N., Singh R.N., 1985 – Water table fluctuations in response to time varying recharge. *Scientific Basis for Water Resources Management. Proceedings of the Jerusalem Symposium, International Association of Hydrological Sciences* 153, 287-294.
- Rai S.N., Ramana D.V., Singh R.N., 1998 – On the prediction of ground-water mound formation in response to transient recharge from a circular basin. *Water Resources Management* 12, 271-284.

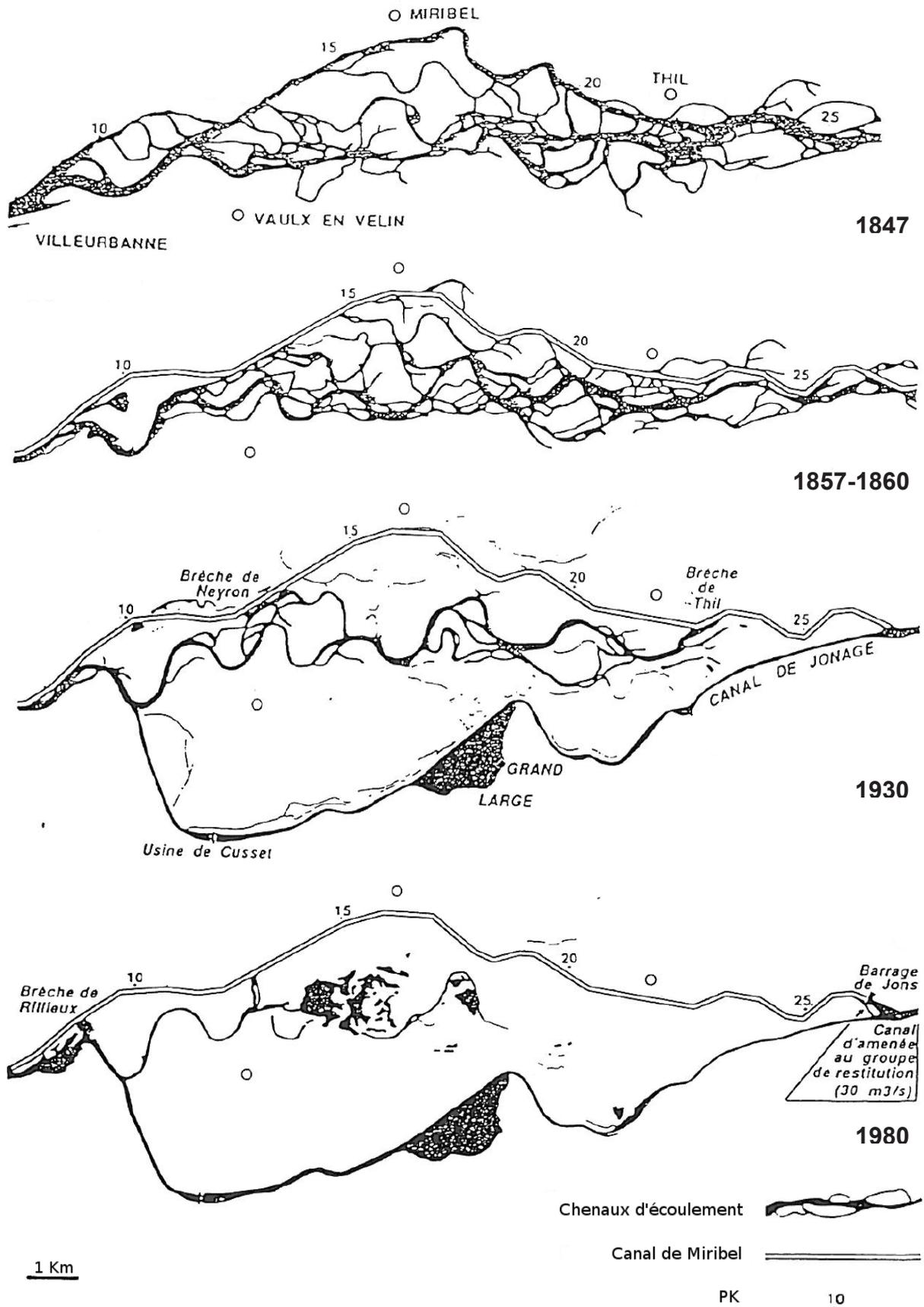
- Rai S.N., Manglik A., 1999 – Modelling of water table variation in response to time-varying recharge from multiple basins using the linearised Boussinesq equation. *Journal of Hydrology* 220, 141-148.
- Rao N.H., Sarma P.B.S., 1980 – Growth of ground-water mound in response to recharge. *Ground Water* 18(6), 587-595.
- Rao N.H., Sarma P.B.S., 1981 – Ground-water recharge from rectangular areas. *Ground Water* 19(3), 271-274.
- Richards L.A., 1931 – Capillary conduction of liquids in porous medium. *Physics*, 1, 318-333.
- Roth K., 1994 – Soil Physics. Lecture Notes. Universität Hohenheim. p. 86.
- Rousselot D., 1970 – Etude par modèle analogique de la réaction de la nappe aquifère à l'aménagement hydraulique de l'île Miribel-Jonage. Rapport no. 7. BRGM 70 SGN 43 JAL, p. 52.
- Rousselot D., Beguin D., 1975 – Etude hydrodynamique du couloir fluvioglaciaire de Décines (69). Rapport no1. Possibilité d'infiltration des eaux pluviales. BRGM 75 SGN 092 JAL, p. 39.
- Rousselot D., 1975 – Etude hydrodynamique du couloir fluvioglaciaire de Meyzieux – (69). Rapport no 1. Contrôle et protection de la nappe phréatique à l'aval du bassin d'infiltration des eaux pluviales de l'aéroport de Satolas. BRGM 73-SGN-033-JAL, p. 115.
- Rousselot D., 1980 – Protection du champ captant de Crépieux-Charmy (69). Traçages en nappe au nord et à l'ouest. BRGM 80 SGN 887 RHA, p. 94.
- Sakaguchi A., Nishimura T., Kato M., 2005 – The effect of entrapped air on the quasi-saturated soil hydraulic conductivity and comparison with the unsaturated hydraulic conductivity. *Vadose Zone Journal* 4, 139-144.
- Sauty J.P., 1977 – Contribution à l'identification de paramètres de dispersion dans les aquifères par interprétation des expériences de traçage. Thèse de Docteur-Ingénieur, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France, p. 157.
- SEGAPAL, 2010 – Bathymétries du Rhône et du canal de Miribel. Grand Parc Miribel Jonage, dossier no. 20950.
- Seymour R.M., 2000 – Air entrapment and consolidation occurring with saturated hydraulic conductivity changes with intermittent wetting. *Irrigation Science* 20, 9-14.
- Schuh W.M., 1988 – In-situ method for monitoring layered hydraulic impedance development during artificial recharge with turbid water. *Journal of Hydrology* 101(1-4), 173-189.
- Schuh W.M., 1990 – Seasonal variation of clogging of an artificial recharge basin in a northern climate. *Journal of Hydrology* 121, 193-215.
- Sheng Z., 2005 – An aquifer storage and recovery system with reclaimed wastewater to preserve native groundwater resources in El Paso, Texas. *Journal of Environmental Management* 75, 367-377.
- Smetten K.R.J., Parlange J.Y., Ross R.J., Haverkamp R., 1994 – Three-dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer. 1. A capillary-base theory. *Water Resources Research* 30, 2925-2929.
- Smith N.D., 1985 – Chapter 3: Proglacial fluvial environment. *Glacial Sedimentary Environments*, Ashley G.M., Shaw J. and Smith N.D (Eds.), Tulsa, U.S.A., 16, 85- 134.

- Smith J.A., Salama R.B., Pollock D.W., 2003 – Groundwater flow modelling of Ivanhoe and Packsaddle plains: interim report of model. Development and calibration. CSIRO Land and Water, Perth, Technical Report, p. 66.
- Stephens D.B., Hsu K.C., Pieksat M.A., Ankeny M.D. Blandford N., Roth T.L., Kelsey J.A., Whitworth J.R., 1998 – A comparison of estimated and calculated effective porosity. *Hydrogeology Journal* 6, 156-165.
- Stephenson R., Freeze R.A., 1974 – Mathematical Simulation of Subsurface Flow Contributions to Snowmelt Runoff, Reynolds Creek, Idaho. *Water Resources Research* 10, 284-298.
- Stuyfzand P.J., Doomen A., 2004 – The Dutch experience with MARS (Managed Aquifer Recharge and Storage); A review of facilities, techniques and tools. Rapport NWP/PMC Groundwater, KWR 05.001, Project number 306015300, p. 71.
- Summer D.M., Bradner L.A., 1996 – Hydraulic characteristics and nutrient transport and transformation beneath a rapid infiltration basin, Reedy Creek Improvement District, Orange County, Florida. U.S. Geological Survey. Water-Resources Investigations, Report 95-428, p. 57.
- Szenknect S., 2003 – Transfert de radioéléments en zone non saturée. Etude expérimentale et modélisations appliquées au Site Pilote de Tchernobyl. Thèse du Laboratoire d'Etude des Transferts dans les Sols et sous-sols (LETS), IRSN – 2003/39 – FR, p. 286.
- 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, p. 56.
- Touma J., Vauclin M., 1986 – Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in partially saturated soil. *Transport in Porous Media* 1, 27-55.
- Tran Ngoc Lan, Ambrosino R., 1972 - Expérimentation d'une méthode capacitive pour l'évaluation de l'humidité des sols. *Bulletin de liaison des Laboratoires Ponts et Chaussées*, 60, 155-165.
- Tribouillard N., 2009 – Champ captant de Crépieux-Charmy. Logiciel ROSALYÉ. Compte rendu des développements 2007 et 2008. Rapport de synthèse BURGEAP, Rly. 3166, p. 48.
- Tu T.C., Ting C.S. Tsai H.T., Chen J.W., Lee C.H., 2011 – Dynamic analysis of the infiltration rate of artificial recharge of groundwater: a case study of Wanglong Lake, Pingtung, Taiwan. *Environmental Earth Science* 63, 77-85.
- Tuinhof A., Heederik J.P., 2002 – Management of aquifer recharge and subsurface storage. Making better use of our largest reservoir. Netherlands National Committee. International Association of Hydrogeologists, publication no. 4, p. 106.
- van Dam J.C., Stricker J.N.M., Droogers P., 1992 – Inverse method for determining soil hydraulic functions from one-step outflow experiments. *Soil Science Society of America Journal* 56, 1042-1050.
- Vandenbeusch M., 1977 – Incidence de la création d'un canal en bordure de l'autoroute LY 5(69). Son rôle de réalimentation pour les captages de la ville de Lyon. BRGM 77 SGN 326 JAL, p. 31.
- Vandevivere P., Baveye P., 1992 - Saturated hydraulic conductivity reduction caused by aerobic bacteria in sand columns. *Soil Science Society of America Journal* 56, 1-13.
- van Genuchten M.T., 1980 – A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 40(4), 473-480.

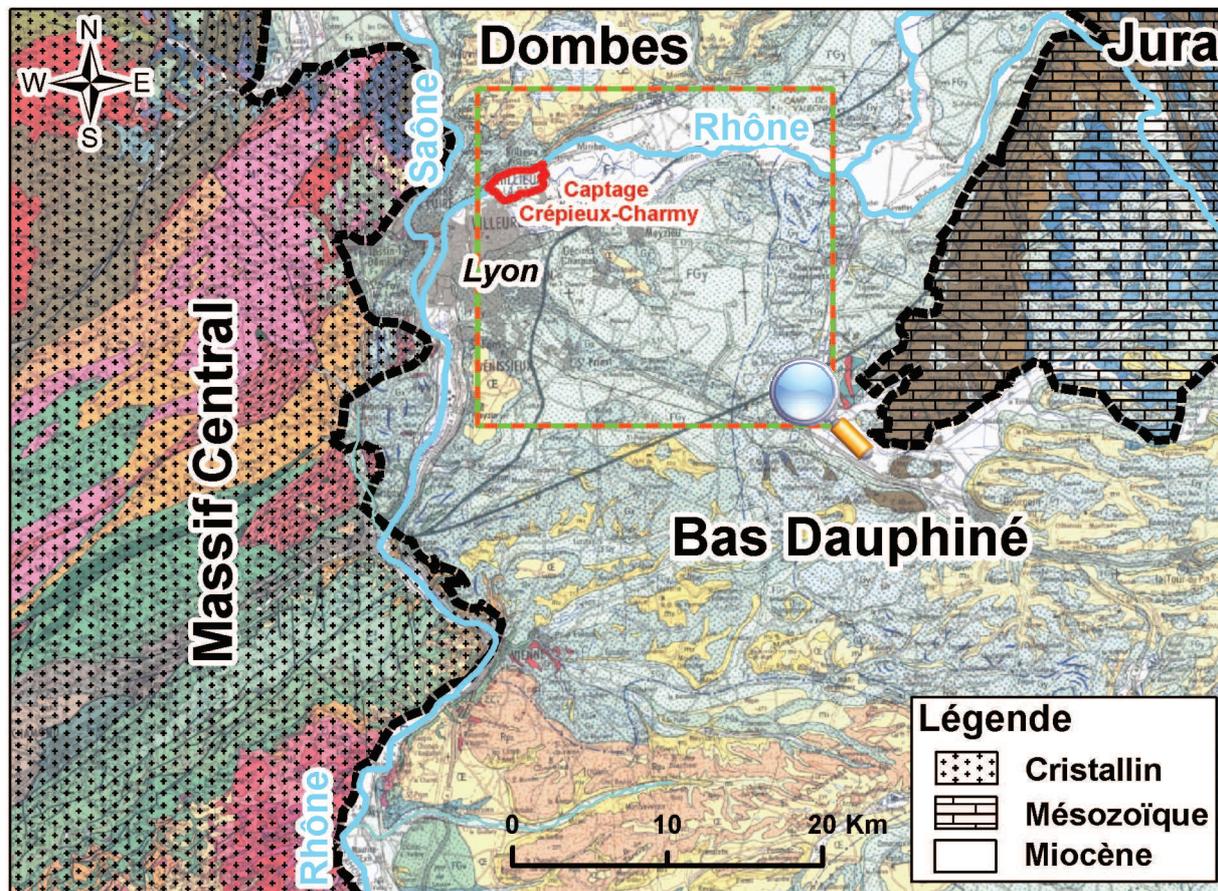
- Verjat J.L., 2009 – Adaptation des procédures pour l'entretien des bassins de réalimentation artificielle. BURGEAP Rly.03343/A.4019/ClyA090940, p. 25.
- Wuilleumier A., Seguin J.J., 2008 – Réalimentation artificielle des aquifères en France. Une synthèse. BRGM/RP 55063 FR, p. 119.
- Zammit C., 1999 – Analyse et évaluation des paramètres des caractéristiques hydrodynamiques des sols. Prédiction par un modèle analytique à base physique à partir de données texturales. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier-Grenoble 1, p. 228.
- Zatarain F., Fuentes C., Haverkamp R., Antonino A.C.D, 2003 – Predicción de la forma de la característica de humedad del suelo a partir de la curva granulométrica. XII Congreso Nacional de Irrigación, Zacatecas, Zac., Mexico. Proceedings article no. ANEI2003M7T12, 1-9.
- Zomorodi K., 1991 – Evaluation of the response of a water table to a variable recharge rate. Hydrological Sciences 36(1), 67-78.

Annexes

Annexe 1 : Evolution morphologique de l'île Miribel-Jonage (Poinsard, 1992)



Annexe 2 : Situation géologique régionale du site d'étude
(Adaptation à partir de la carte géologique régionale du BRGM au 1/50 000^e)



Pour la géologie de la région Lyonnaise, on distingue principalement trois entités structurales (Barat et al., 1988) :

- A l'ouest, les formations cristallines ou cristallophylliennes du Massif Central d'âge hercynien ou anté-hercynien. Cette fraction du Massif Central représente le plateau Lyonnais, qui culmine à 1000 m d'altitude.
- A l'est, les formations calcaires mésozoïques des premiers reliefs des Alpes et du Jura.
- Au centre, les formations molassiques d'âge Miocène (Tertiaire) de la Bresse, de la Dombes, et du Bas Dauphiné. On peut considérer par la suite que la Saône et le Rhône au sud de Lyon constituent des limites facilement identifiables entre les formations de socle et les formations molassiques.

Annexe 3 : Paramètres analysés aux stations d'alerte

📍 Vieux-Rhône

Désignation	Paramètres mesurés	Limite de quantification	Fréquence de mesure	Moyenne Mesurée	Seuil d'alerte
Analyseur de métaux lourds (Polarographe)	Cuivre (Cu ²⁺)	20 µg/l	Une fois par heure	< 20 µg/l	500 µg/l
	Plomb (Pb ²⁺)	10 µg/l		< 10 µg/l	50 µg/l
	Cadmium (Cd ²⁺)	4 µg/l		< 4 µg/l	5 µg/l
	Zinc (Zn ²⁺)	30 µg/l		< 30 µg/l	500 µg/l
	Chrome total (Cr ⁶⁺)	5 µg/l		< 5 µg/l	50 µg/l
Analyseur de carbone organique total	C.O.T	0.5 mg/l	Toutes les 30 minutes	2 mg/l	5 mg/l
Analyseur d'hydrocarbures	CH ₂	0.1 mg/l	Une fois par heure	< 0.1 mg/l	1 mg/l
Turbidimètre	Turbidimètre	0.1 NTU 0 à 4000 NTU (configurable) +/- 1.5%	En continu	Entre 7 et 8	50 NTU
Analyseur 4 paramètres	pH	0 à 14 unités	En continu	8	5 < pH < 10
	Conductivité	4 µS/cm		362 µS/cm	200 < Cond. < 500 µS/cm
	Oxygène dissous	0 à 20 mg/l		7 mg/l	5 < O ₂ < 20 mg/l
	Température	de -10 à +40 °C		16 °C	0 < T °C < 22
Analyseur Aquapod	C.O.T	Méthode sans concentration : 1 mg/l Méthode avec concentration : 1µg/l	Une fois par heure	1.5 mg/l	5 mg/l
	Nitrate			5 mg/l	50 mg/l
	Hydrocarbure Sans Plomb 95			< 1µg/l	500 µg/l
	Hydrocarbure Sans Plomb 98			< 1µg/l	500 µg/l
	Hydrocarbure Gazoil			< 1µg/l	500 µg/l

📍 Jons

Désignation	Paramètres mesurés	Limite de quantification	Fréquence de mesure	Moyenne Mesurée	Seuil d'alerte
Analyseur de métaux lourds (Polarographe)	Cuivre (Cu ²⁺)	20 µg/l	Une fois par heure	< 20 µg/l	500 µg/l
	Plomb (Pb ²⁺)	10 µg/l		< 10 µg/l	50 µg/l
	Cadmium (Cd ²⁺)	4 µg/l		< 4 µg/l	5 µg/l
	Zinc (Zn ²⁺)	30 µg/l		< 30 µg/l	500 µg/l
	Chrome total (Cr ⁶⁺)	5 µg/l		< 5 µg/l	50 µg/l
Analyseur de carbone organique total	C.O.T	0.5 mg/l	Toutes les 30 minutes	2 mg/l	5 mg/l
Analyseur d'hydrocarbures	CH ₂	0.1 mg/l	Une fois par heure	< 0.1 mg/l	1 mg/l
Decteur de nappe d'hydrocarbures	Epaisseur couche hydrocarbures	0.3 mm	Continu	0.3 mm	1 mm
LIRA	Radioactivité	0 c/s	Toutes les 30 minutes	1.5 c/s	5 c/s
Turbidimètre	Turbidimètre	0.1 NTU 0 à 4000 NTU (configurable) +/- 1.5%	En continu	Entre 7 et 8	50 NTU
Analyseur 4 paramètres	pH	0 à 14 unités	En continu	8	5 < pH < 10
	Conductivité	4 µS/cm		362 µS/cm	200 < Cond. < 500 µS/cm
	Oxygène dissous	0 à 20 mg/l		7 mg/l	5 < O ₂ < 20 mg/l
	Température	de -10 à +40 °C		16 °C	0 < T °C < 22
Analyseur Aquapod	C.O.T	Méthode sans concentration : 1 mg/l Méthode avec concentration : 1µg/l	Une fois par heure	1.5 mg/l	5 mg/l
	Nitrate			5 mg/l	50 mg/l
	Hydrocarbure Sans Plomb 95			< 1µg/l	500 µg/l
	Hydrocarbure Sans Plomb 98			< 1µg/l	500 µg/l
	Hydrocarbure Gazoil			< 1µg/l	500 µg/l

Annexe 4 : Méthode BEST proposée par Lassabatère (2006)

1 - Estimation des paramètres de forme n , m et η avec la courbe granulométrique

La fraction granulométrique couverte par la méthode doit être inférieure à 2 mm. La fonction de distribution de taille des particules va être calée par la méthode des moindres carrés sur l'équation suivante :

$$F(D) = \left[1 + \left(\frac{D_g}{D} \right)^N \right]^{-M} \quad [99]$$

Avec :

$$M = 1 - \frac{2}{N} \quad [100]$$

Où, $F(D)$ est la fréquence cumulative associée avec D le diamètre des grains [L], N [-] et M [-] sont des paramètres de forme, D_g est un paramètre d'échelle.

Le calcul de l'indice de forme ρ_m peut être estimé avec M et N (Zatarain *et al.*, 2003) :

$$\rho_m = \rho_M (1 + \kappa)^{-1} \quad [101]$$

$$\rho_m = \frac{mn}{1+m} \quad [102]$$

$$\rho_M = \frac{MN}{1+M} \quad [103]$$

Avec un coefficient κ (Fuentes *et al.*, 1998) :

$$\kappa = \frac{2s-1}{2s(1-s)} \quad [104]$$

Où s est la dimension fractale définie comme :

$$(1 - \varepsilon_t) s + \varepsilon_t^{2s} = 1 \quad [105]$$

Où ε_t est la porosité totale du sol.

Les paramètres m et n sont dérivés de l'indice de forme, on obtient :

$$m = \frac{1}{\rho_m} \left(\sqrt{1 + \rho^2 m} - 1 \right) \quad [106]$$

$$n = \frac{2}{1-m} \quad [107]$$

Le paramètre η de la conductivité hydraulique est issu du modèle capillaire de Brooks et Corey (Haverkamp *et al.*, 1999) :

$$\eta = \frac{2}{\lambda} + 2 + p \quad [108]$$

Où p est la tortuosité qui dépend du type de sol (Haverkamp *et al.*, 1999). Dans la méthode Beerkan, c'est la condition de Burdine (1953) qui est utilisée, soit $p = 1$.

2 - Estimation des paramètres d'échelle h_g , θ_s , θ_r et K_s avec l'essai d'infiltration :

Il reste donc à estimer les paramètres h_g et K_s , qui sont déterminés à partir d'un essai d'infiltration. L'essai repose sur le principe d'une infiltration à pression nulle. Les données issues de l'essai d'infiltration permettent d'obtenir une courbe d'infiltration cumulée : $I(t)$ et une courbe de flux : $q(t)$. Une solution analytique de l'équation de Richards a été développée par Haverkamp *et al.* (1994) pour calculer l'infiltration cumulée en 3D : $I(t)$ et la vitesse d'infiltration $q(t)$ en état transitoire et permanent (le temps t tend vers $+\infty$) :

En état transitoire :

$$I(t) = S\sqrt{t} + (AS^2 + BK_s)t \quad [109]$$

En état permanent :

$$I_{+\infty}(t) = (AS^2 + K_s)t + C \frac{S^2}{K_s} \quad [110]$$

$$\text{En état transitoire : } q(t) = \frac{S}{2\sqrt{t}} + (AS^2 + BK_s) \quad [111]$$

$$\text{En état permanent : } q_{+\infty}(t) = AS^2 + K_s \quad [112]$$

Avec les constantes A , B et C définies pour le cas spécifique de la relation Brooks et Corey en considérant les conditions initiales (Haverkamp *et al.*, 1994). Ces constantes peuvent être calculées avec les résultats issus des paramètres de forme n , m et η :

$$A = \frac{\gamma}{r_d(\theta_s - \theta_0)} \quad [113]$$

$$B = \frac{(2-\beta)}{3} \left[1 - \left(\frac{\theta_0}{\theta_s} \right)^\eta \right] + \left(\frac{\theta_0}{\theta_s} \right)^\eta \quad [114]$$

$$C = \frac{1}{2 \left[1 - \left(\frac{\theta_0}{\theta_s} \right)^\eta \right] (1-\beta)} \ln \left(\frac{1}{\beta} \right) \quad [115]$$

Où, $\gamma \approx 0.75$ et $\beta \approx 0.6$ des valeurs constantes qui peuvent s'appliquer lorsque θ_0 la teneur en eau initiale avant l'essai d'infiltration suit la relation suivante : $\theta_0 > 0.25 \times \theta_s$ (Smetten *et al.*, 1994 ; Haverkamp *et al.*, 1994).

Les équations utilisées dans BEST sont analogues aux équations [109] et [111], K_s est remplacé par sa fonction de sorptivité S et du flux en état permanent :

$$I(t) = S\sqrt{t} + [A(1-B)S^2 + Bq_{+\infty}]t \quad [116]$$

$$q(t) = \frac{S}{2\sqrt{t}} + [A(1-B)S^2 + Bq_{+\infty}] \quad [117]$$

Notons ici qu'avant d'estimer les paramètres A , B et C , l'algorithme BEST prend en compte les données d'infiltrations.

- Les données expérimentales permettent d'obtenir un nombre total de points N_{tot} (t_i, I_i) et une forme lissée $I^{exp}(t)$ peut être tracée à partir de ces points. BEST cale les courbes expérimentales avec les relations suivantes :

$$I^{exp}(t_i) = I_i \quad (i = 1 \dots N_{tot}) \quad [118]$$

$$q^{exp}(t_i^*) = \frac{I_{i+1} - I_i}{t_{i+1} - t_i} \quad (i = 1 \dots N_{tot} - 1) \quad [119]$$

$$t_i^* = \left(\frac{\sqrt{t_i} + \sqrt{t_{i+1}}}{2} \right)^2 \quad (i = 1 \dots N_{tot} - 1) \quad [120]$$

$$q^{exp}_{+\infty} = \text{pente}_{i=(N_{tot}-N_{end}) \rightarrow N_{tot}}(t_i, I_i) \quad [121]$$

Où, t_i^* est la moyenne quadratique que l'on appellera temps de flux, N_{end} est le nombre de points considéré dans la régression linéaire (ce nombre doit être assez grand pour donner une estimation de l'asymptote du flux infiltré).

- Calcul de la sorptivité maximum :

La sorptivité maximum S_{max} est obtenue par calage sur les données expérimentales avec la fonction $I(t)$. La constante B est égal à 0, exprimant le fait que les flux sont uniquement dus aux forces capillaires. Le calage est effectué en minimisant la fonction objective pour la courbe d'infiltration et de flux, on obtient alors :

Les fonctions objectives pour l'infiltration cumulée $I(t)$ et le flux $q(t)$ peuvent se définir ainsi :

$$F_l(S, K_s, k) = \sum_{i=1}^k [l \exp(t_i) - l(t_i)]^2 \quad [122]$$

$$F_q(S, K_s, k) = \sum_{i=1}^{k-1} [q \exp(t_i^*) - q(t_i^*)]^2 \quad [123]$$

Où k est le nombre de points considéré dans l'état transitoire.

L'estimation de la sorptivité S est estimée pour un minimum de 5 points à un maximum de N_{tot} . S_{MAX} est alors noté comme étant la sorptivité maximum de l'ensemble de la séquence.

Condition : $K_s > 0$; $S_{MAX}^2 < (q_{+\infty}/A)$

$$S_{MAX} = \underset{k=2..N_{tot}}{MAX} \left[\underset{S_k(B=0)}{MIN} \left(S_k(B=0), \sqrt{\frac{q_{+\infty}^{exp}}{A}} \right) \right] \quad [124]$$

- Estimation des paramètres d'échelle h_g et K_s :

BEST considère désormais une valeur réelle pour B , déterminée par l'équation [114]. Le calage est effectué en minimisant les fonctions objectives des équations [122] et [123]. La courbe d'infiltration $l(t)$ n'est pas valide pour tous les points, comme précédemment, un minimum de 5 points et un maximum de N_{tot} de points sont considérés pour le calage. Pour les k premiers points dans l'état transitoire, BEST estime la sorptivité $S(k)$, la conductivité hydraulique $K_s(k)$ de $S(k)$, et le temps maximum $t_{max}(k)$ qui est défini comme suivant :

$$t_{max} = \frac{1}{4(1-B)^2} t_{grav} \quad [125]$$

Où t_{grav} est le temps gravitaire défini par Philip (1969), $t_{max}(k)$ le temps maximum auquel l'expression du régime transitoire est valide.

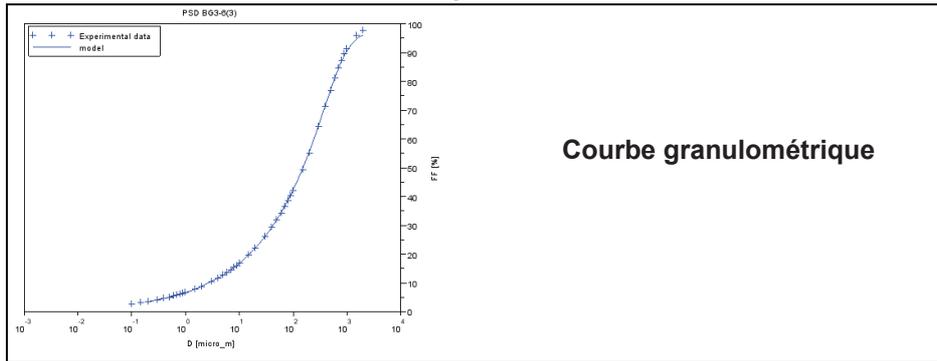
Le temps le plus long de la série de donnée t_k est comparé avec $t_{max}(k)$. L'utilisation de la formulation transitoire est valide uniquement si $t_k < t_{max}(k)$.

Le paramètre d'échelle h_g est estimé à partir de la relation entre la sorptivité S et la conductivité hydraulique à saturation K_s .

$$h_g = - \frac{S^2}{c_p(\theta_s - \theta) \left[1 - \left(\frac{\theta_0}{\theta_s} \right)^\eta \right] K_s} \quad [126]$$

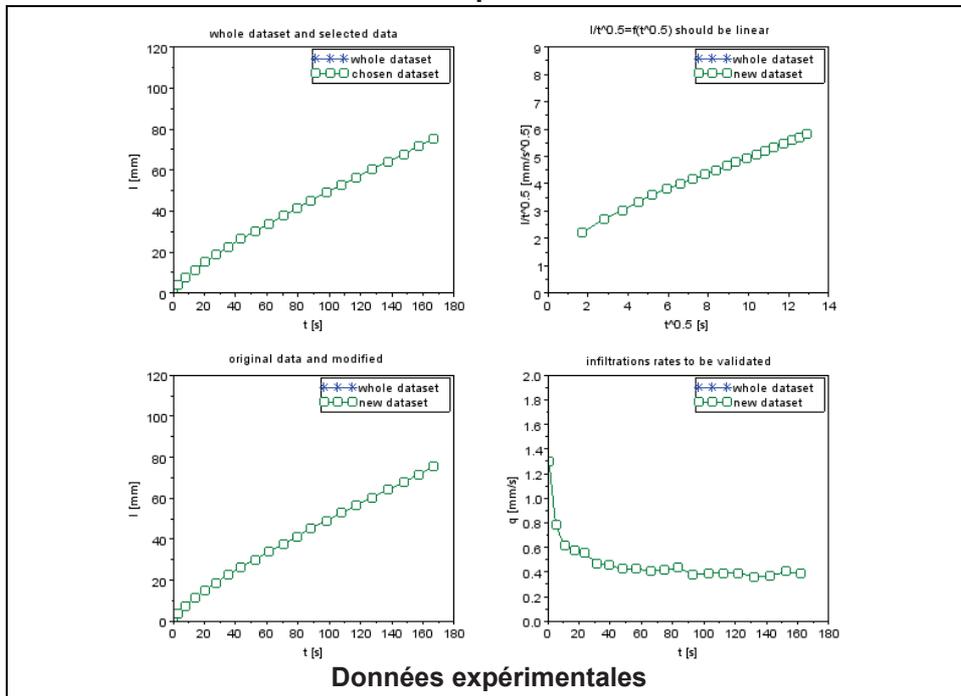
Annexe 5 : Déroulé du code de calcul BEST sous Scilab

Détermination des paramètres de forme

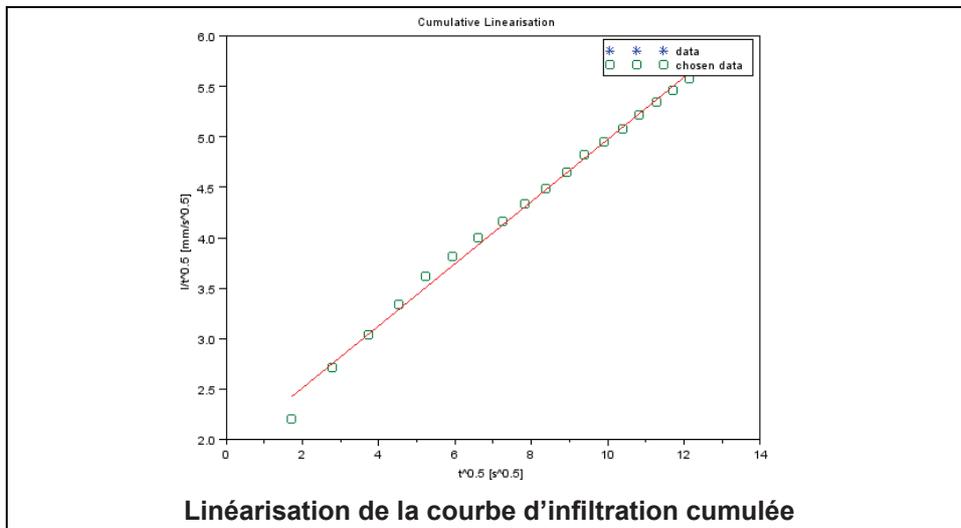


Courbe granulométrique

Détermination des paramètres d'échelle

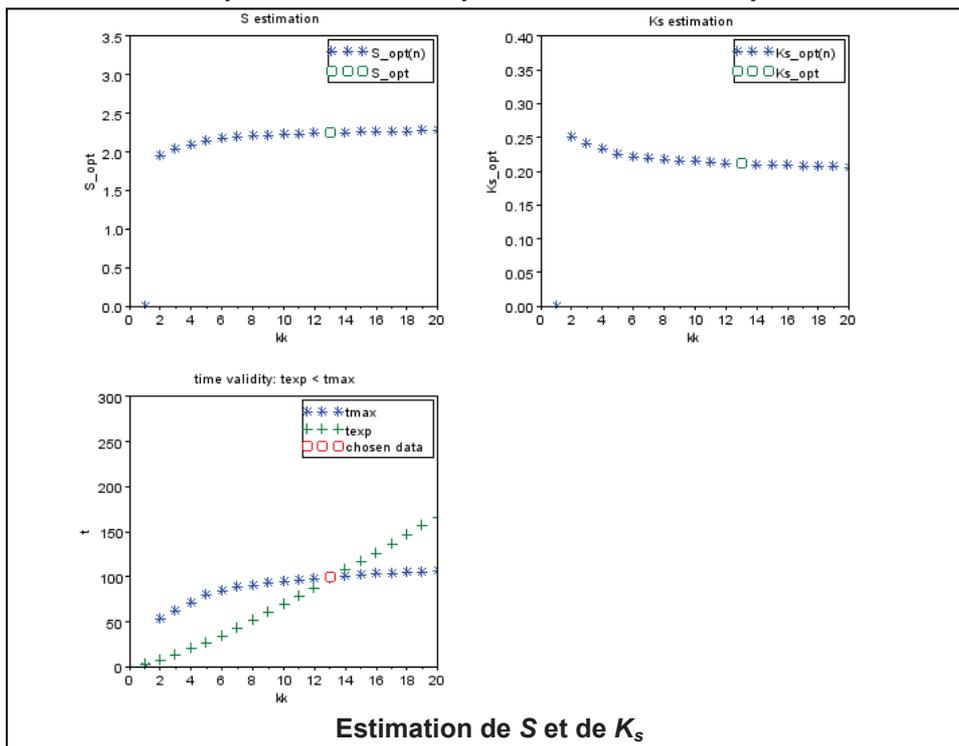


Données expérimentales

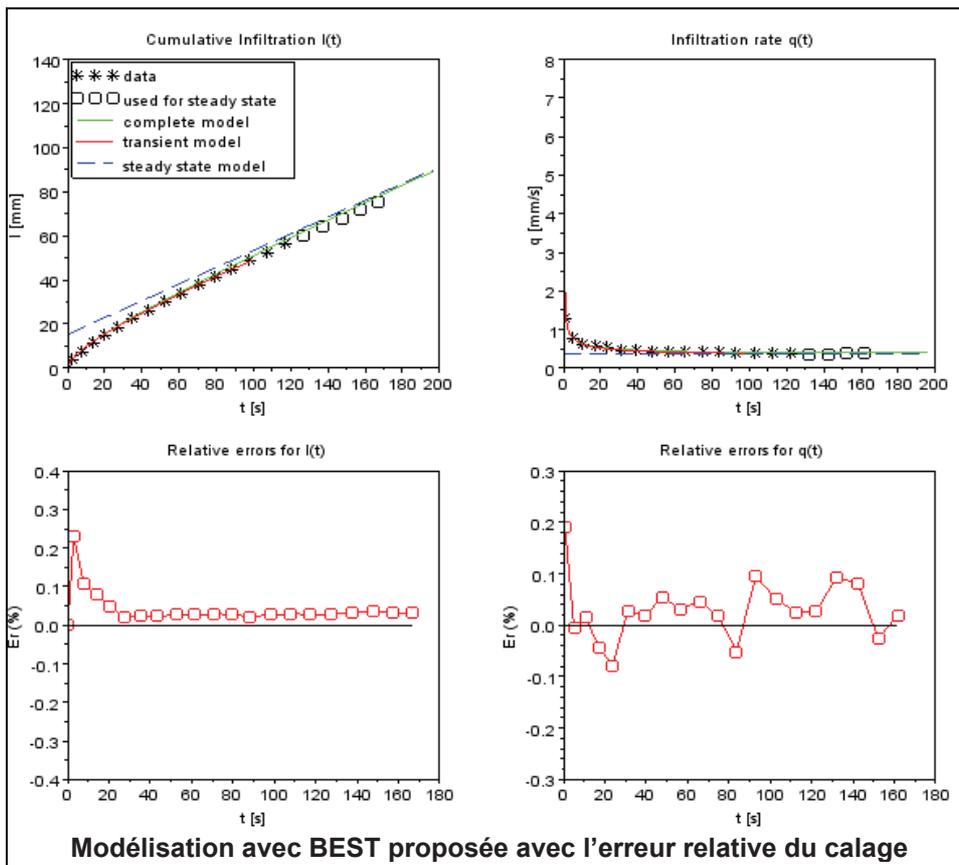


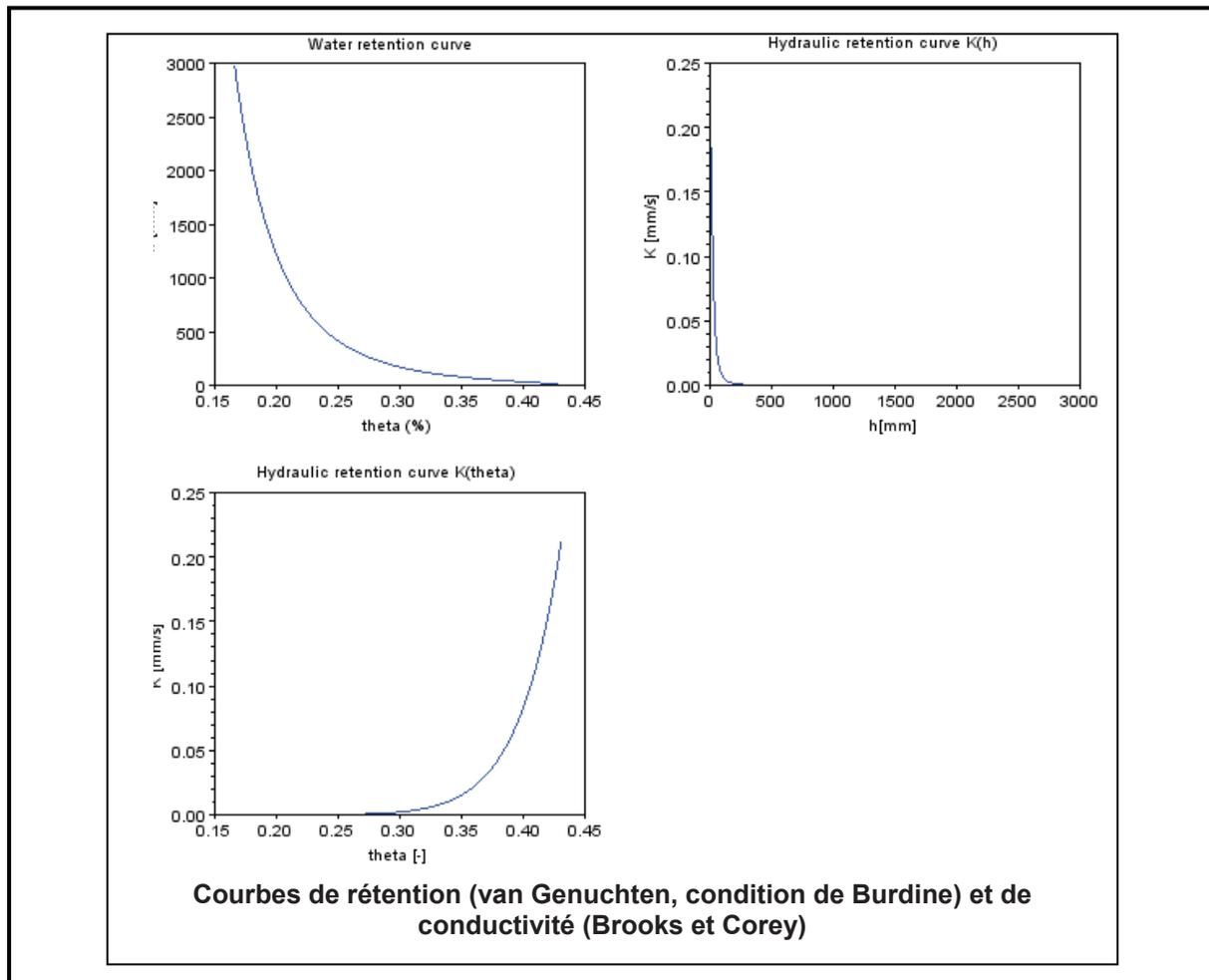
Linéarisation de la courbe d'infiltration cumulée

Choix de 5 points considérés pour le calcul de l'état permanent



Le temps de validité doit vérifier que $t_{exp} < t_{max}$ pour utiliser la partie transitoire





Annexe 6 : Code numérique développé sous WxMaxima pour résoudre la formule de Theis

Exemple du traitement d'un essai de pompage pour le jeu de données C1 :

Débit de pompage [m ³ /h]	150
Distance d'observation [m]	10
Epaisseur saturée de l'aquifère [m]	15
Conductivité hydraulique à saturation [m/s]	5.0.10 ⁻⁴
Coefficient d'emmagasinement [-]	0.15

```

/*          DONNEES          */
/*Conductivité hydraulique à saturation de l'aquifère (m/s)*/
K:5.0e-4$
print("Conductivité hydraulique à saturation de l'aquifère: ",K,"m/s")$
/*Epaisseur saturée de l'aquifère (m)*/
e:15.0$
print("Epaisseur saturée de l'aquifère : ",e,"m")$
/*Transmissivité de l'aquifère*/
T:K*e$
print("Transmissivité de l'aquifère : ",T," m2/s")$
/*Débit de pompage m3/s*/
Q:150.0/3600.0$
print("Débit de pompage : ",Q," m3/s")$
/*Rayon de l'ouvrage ou distance d'observation (m)*/
r:10.0$
print("Distance d'observation : ",r,"m")$
/*Coefficient d'emmagasinement*/
S:0.15$
print("Coefficient d'emmagasinement : ",S,"")$
/* */
/*      Importation des donnees, chemin à modifier pour aller chercher le fichier      */
load("numericalio")$
data:read_matrix("C:/Documents and
Settings/loizeau/Bureau/Sébastien/FeuilleCalcul/Maxima/Rabatement/0803/M30.txt")$
T1:transpose(data)[1]$
T2:transpose(data)[2]$
/* */
/*      Trace la courbe de Theis avec les paramètres d'entrée et les points expérimentaux      */
/* Axe XY normal, colonne X le temps et colonne Y le rabattement */
wxplot2d([[discrete,T1,T2],[Q/(4*3.145926*T)]*(-expintegral_ei (-1/((4.0*T*temps)/(r*r*S))))],
[temps,10,5000],[y,0,0.1],[gnuplot_preamble,"set key
bottom"],[style,[points,2],[lines,2,10]],[point_type,diamond],
[color,red,blue],[legend,"M30","Theis"],[xlabel,"Temps (s)],[ylabel,"Rabatement (m)"]);
/* Axe XY en log */
wxplot2d([[discrete,T1,T2],[Q/(4*3.145926*T)]*(-expintegral_ei (-1/((4.0*T*temps)/(r*r*S))))],
[temps,10,10000],[y,0.01,3],[gnuplot_preamble,"set key
bottom"],[logx,true],[logy,true],[style,[points,2],[lines,2,10]],[point_type,diamond],
[color,red,blue],[legend,"M30","Theis"],[xlabel,"Temps (s)],[ylabel,"Rabatement (m)"]);

```

Annexe 7 : Résultat des essais de pompage réalisés par le BRGM (1978 – 1981)

Ouvrage	Q [m ³ /h]	Méthode d'interprétation	T .10 ⁻² [m ² /s]	S	(S+S) = Stot	Années
0101-1	230	Berkaloff	1.6	0.0036	0.065	1979 - 1980
	"	Berkaloff	1.6		0.099	1979 - 1980
	"	Δs	1.5			1979 - 1980
	90	Theis	1.3 - 2.1		0.16	1981
	"	Δs	14			1981
0101-2	231	Berkaloff	1.5	0.0027	0.022	1979 - 1980
	"	Berkaloff	2.3		0.017	1979 - 1980
	"	Berkaloff	2.8		0.091	1979 - 1980
	"	Δs	0.9			1979 - 1980
0901-1	230	Berkaloff	2.9	0.0003		1979 - 1980
	"	Δs	2.8			1979 - 1980
0901-2	285	Berkaloff	3.1	0.0026	0.014	1979 - 1980
	"	Berkaloff	3		0.017	1979 - 1980
	"	Berkaloff	2.9		0.019	1979 - 1980
	"	Δs	3.2			1979 - 1980
	260	Berkaloff	3.2		0.0217	1981
	"	Berkaloff	3.3		0.0208	1981
0902-1	260	Berkaloff	1.8	0.0044		1979 - 1980
	"	Δs	1.5			1979 - 1980
0902-2	220	Δs	1.9			1979 - 1980
	135	Berkaloff	0.81 - 5.27		0.0029 - 0.029	1981
0903-1	225	Berkaloff	2.9			1979 - 1980
	130	Berkaloff	2.5		0.0112	1981
0903-2	160	Berkaloff	1.6	0.003		1979 - 1980
	"	Δs	2.7			1979 - 1980
0904-1	350	Berkaloff	4.9			1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.9			1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.9			1979 - 1980
	"	Δs	8.4			1979 - 1980
	335	Berkaloff	8.7			1981
0904-2	250	Δs	9.8			1979 - 1980
0905-1	262	Berkaloff	5.3	0.0014	0.06	1979 - 1980
	"	Berkaloff	5.3		0.167	1979 - 1980
	"	Δs	2.3			1979 - 1980
0905-2	250	Berkaloff	2.1		0.33	1979 - 1980
	"	Berkaloff	2.3		0.23	1979 - 1980
	"	Berkaloff	2.3		0.28	1979 - 1980
	"	Δs	2.4			1979 - 1980
	?	Berkaloff	5.08			1981
0906-1		Berkaloff	4.4			1978
0906-2		Berkaloff	1.8 - 11	0.008		1978
0907-1	350	Berkaloff	7.4		0.13	1979 - 1980
	"	Berkaloff	7.4		0.12	1979 - 1980
	"	Berkaloff	7.4	0.0041	0.063	1979 - 1980
	"	Δs	7			1979 - 1980
0907-2	355	Berkaloff	9	0.012	0.034	1979 - 1980

	"	Berkaloff	9		0.022	1979 - 1980
	"	Berkaloff	9		0.038	1979 - 1980
	"	Δs	9.6			1979 - 1980
	?	Berkaloff	14			1981
1001-1	250	Berkaloff	7.1		0.0065	1979 - 1980
	"	Berkaloff	7.4		0.0059	1979 - 1980
	"	Berkaloff	7.1		0.0098	1979 - 1980
	"	Δs	3.3			1979 - 1980
1001-2	170	Berkaloff	1.6	0.006		1979 - 1980
	"	Δs	5.8			1979 - 1980
	?	Berkaloff	4			1981
1002-1	350	Berkaloff	5.9 - 3	0.002	0.106	1979 - 1980
	"	Berkaloff	8.9		0.028	1979 - 1980
	"	Berkaloff	8.9		0.024	1979 - 1980
	"	Δs	8.1			1979 - 1980
	?	Berkaloff	2.37			1981
1002-2	350	Berkaloff	4	0.004		1979 - 1980
	"	Δs	4.7			1979 - 1980
1003-1	245	Berkaloff	3.2 - 2.8			1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.4	0.009	0.2	1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.2		0.115	1979 - 1980
	"	Δs	4.2			1979 - 1980
1003-2	370	Berkaloff	2.4	0.01		1979 - 1980
	"	Δs	2.4			1979 - 1980
1004-1	350	Δs	8.1			1979 - 1980
	340	Berkaloff	21.6			1981
1004-2	350	Δs	13.7			1979 - 1980
1005-1	350	Δs	17.6			1979 - 1980
1005-2	360	Berkaloff	12.2	0.0075		1979 - 1980
	"	Δs	15.3			1979 - 1980
	445	Berkaloff	5.4			1981
1006-1	350	Δs	39.5			1979 - 1980
1006-2	350	Δs	19.8			1979 - 1980
	443	Berkaloff	56			1981
1007-1	355	Δs	8.6			1979 - 1980
1007-2	360	Berkaloff	4.6		0.21	1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.6		0.085	1979 - 1980
	"	Berkaloff	4.6		0.19	1979 - 1980
1008-1	360	Δs	13			1979 - 1980
1008-2	330	Berkaloff	11.2		0.0005	1979 - 1980
	"	Berkaloff	11.2		0.0008	1979 - 1980
	"	Berkaloff	11.2		0.0004	1979 - 1980
	"	Δs	1.2			1979 - 1980

Sources : Barthelemy (1979), Barthelemy *et al.* (1979), Barthelemy (1980), Plongeron *et al.* (1981)

Avec Q le débit de pompage suppose constant dans le temps, T la transmissivité de l'aquifère, S le coefficient d'emménagement immédiat, $Stot$ le coefficient d'emménagement retardé.

Méthode d'interprétation de la transmissivité : Δs

La présence de piézomètres en ligne permet de calculer la transmissivité (T), car à un instant t , la différence entre les rabattements aux distances r_1 et r_2 du puits vaut théoriquement (Barthelemy *et al.*, 1979) :

$$s_1 - s_2 = \frac{0.183Q}{T} \left(\log \frac{2.25Tt}{r_1^2 S} - \log \frac{2.25Tt}{r_2^2 S} \right) \quad [127]$$

Indépendamment du temps t :

$$\Delta s = \frac{0.366Q}{T} \log \frac{r_2}{r_1} \quad [128]$$

Donc :

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s} \log \frac{r_2}{r_1} \quad [129]$$

Avec : s_1 et s_2 [m] les rabattements observés respectivement dans l'ouvrage 1 et dans l'ouvrage 2, Q [m^3/s] le débit de pompage dans le puits, Δs [m] la différence de rabattement entre les ouvrages 1 et 2, T [m^2/s] la transmissivité de l'aquifère, t [s] le temps depuis le début du pompage, r_1 et r_2 [m] la distance de l'ouvrage 1 et de l'ouvrage 2 par rapport au puits de pompage.

Cette équation n'est valable que lorsque le gradient hydraulique du profil est constant, ce qui exige que l'approximation de Jacob soit licite avec $t \geq \frac{10r^2 S}{4T}$ alors les courbes $s = f(\log t)$, établies pour différents piézomètres sont des droites parallèles. Cette équation est valide pour au moins deux piézomètres alignés avec le puits de pompage.

S'il existe au moins trois piézomètres alignés avec le puits de pompage, la méthode consiste à reporter s pour un temps de pompage donné en fonction du logarithme de la distance r au puits de pompage. Les points s'alignent alors sur une droite dont la pente i permet de la calculer la transmissivité :

$$T = \frac{0.366Q}{i} \quad [130]$$

Où i est la pente de la droite alignée sur au moins trois points d'observation [m]

Annexe 8 : Essais de pompage sur le forage 0906-1

Nom de l'ouvrage : forage 0906-1.
 Date de l'essai : du 14/03/2011 au 15/03/2011.
 Durée totale de l'essai de pompage : 24 h.
 Débit de pompage : 290 m³/h (+/- 10 m³/h).
 Diamètre du forage d'essai : 0.8 m.
 Epaisseur saturée de l'aquifère : 15 m.

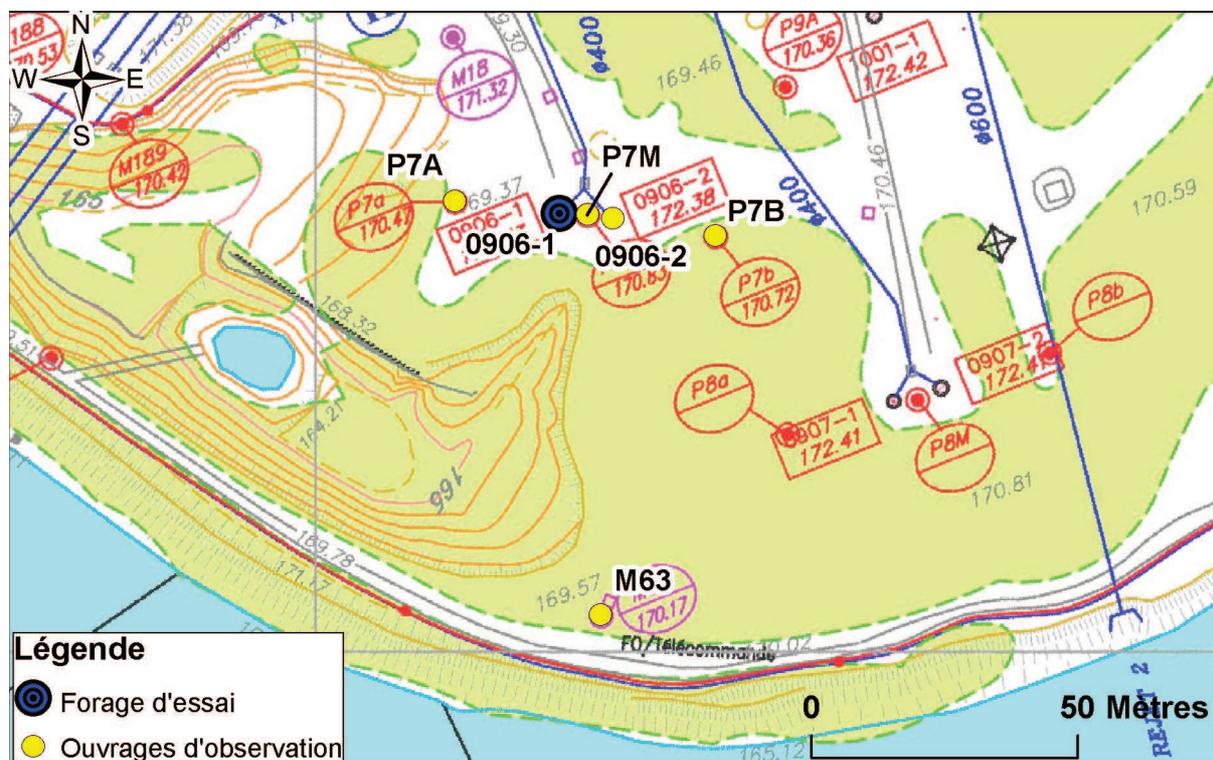


Figure 124 : Carte de localisation du forage d'essai 0906-1 et des ouvrages d'observation

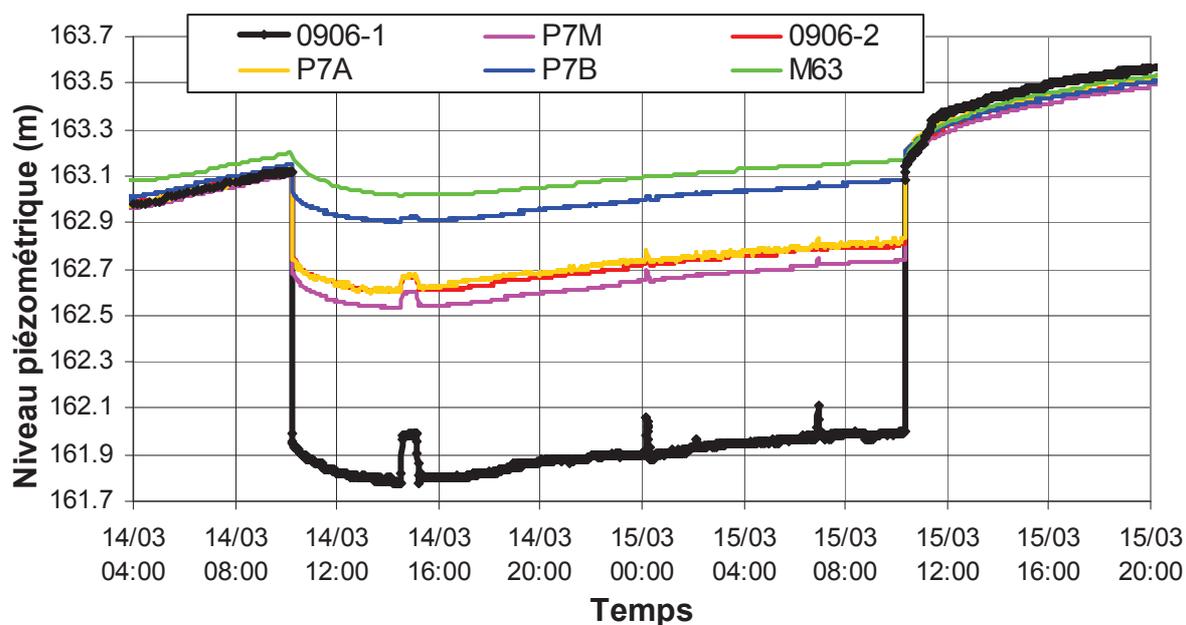


Figure 125 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le forage 0906-1

Calage du rabattement avec la méthode de Theis :

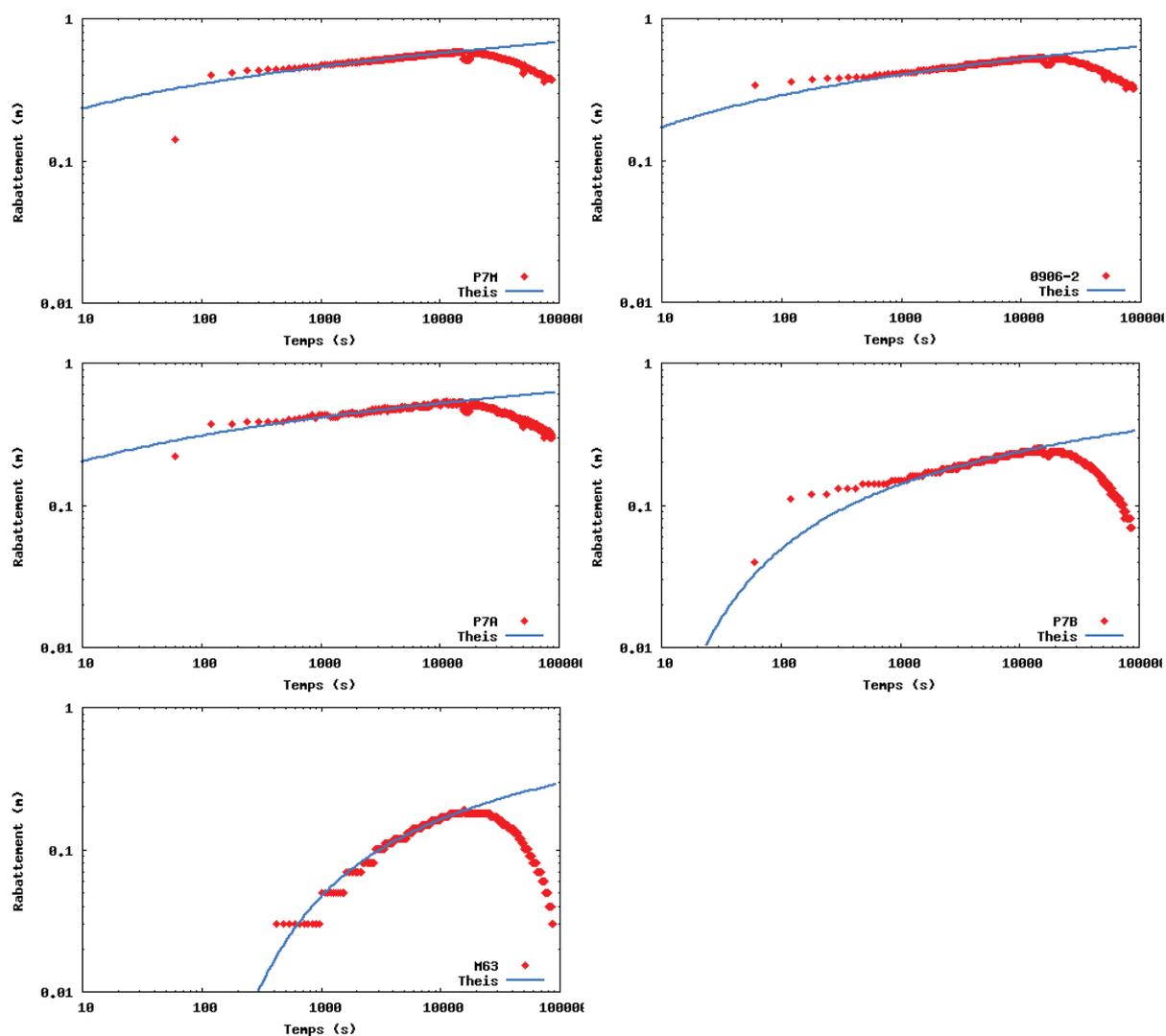


Figure 126 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis

Ouvrages	Distance au forage [m]	Transmissivité $\cdot 10^{-2}$ [m ² /s]	Conductivité hydraulique à saturation [m/s]
P7M	5	13.2	$8.8 \cdot 10^{-3}$
0906-2	10	12.7	$8.5 \cdot 10^{-3}$
P7A	20	13.9	$9.3 \cdot 10^{-3}$
P7B	30	15.0	$1.0 \cdot 10^{-2}$
M63	77	11.2	$7.5 \cdot 10^{-3}$

Tableau 24 : Résultats du calage avec la méthode de Theis

Annexe 9 : Essai de pompage sur le forage 0904-1

Nom de l'ouvrage : forage 0904-1.
 Date de l'essai : le 28/03/2011.
 Durée totale de l'essai de pompage : 6 h.
 Débit de pompage : 300 m³/h (+/- 10 m³/h).
 Diamètre du forage d'essai : 0.8 m.
 Epaisseur saturée de l'aquifère : 14.2 m.

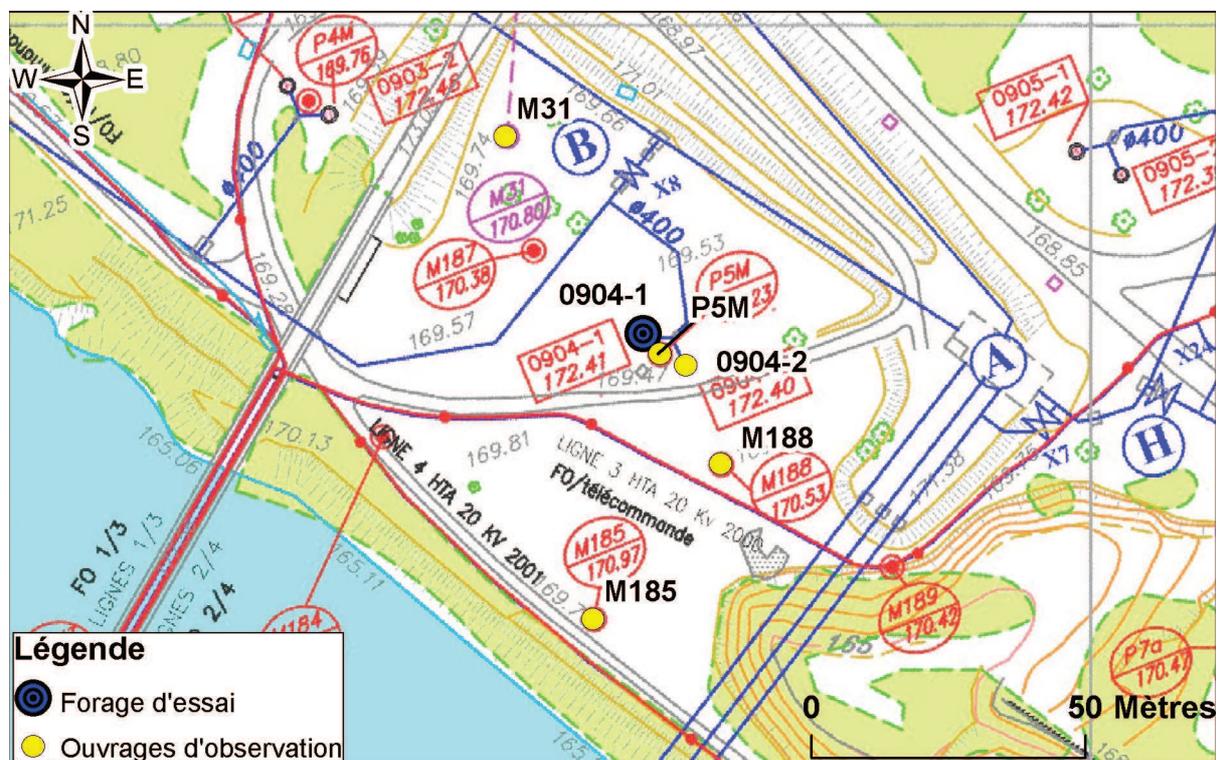


Figure 127 : Carte de localisation du forage d'essai 0904-1 et des ouvrages d'observation

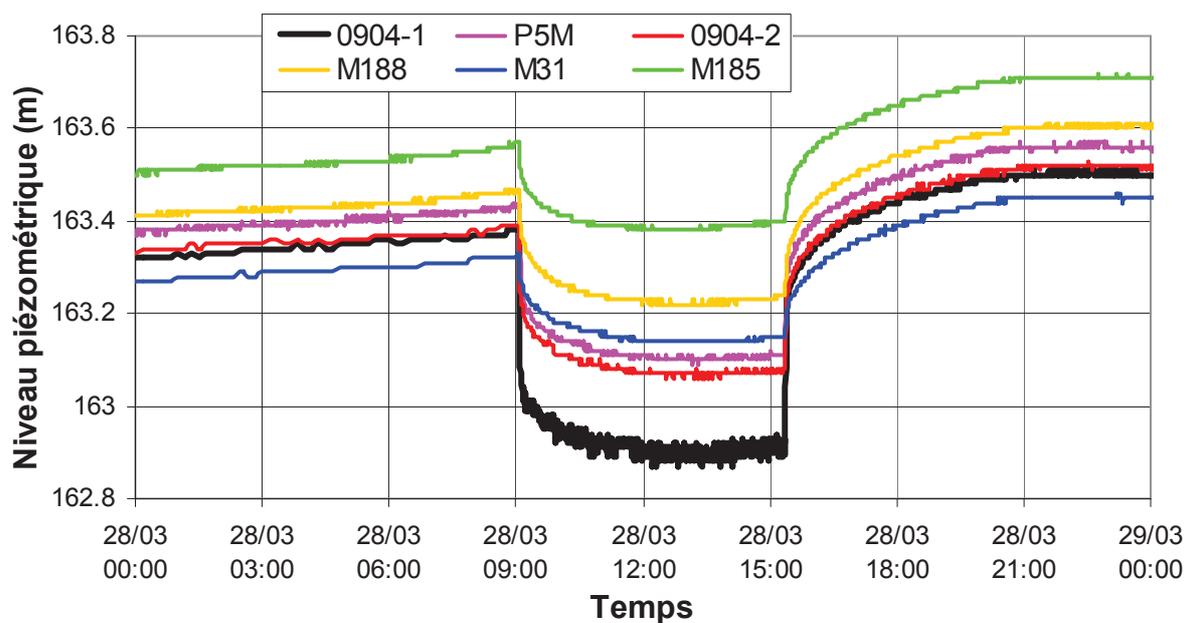


Figure 128 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le forage 0904-1

Calage du rabattement avec la méthode de Theis :

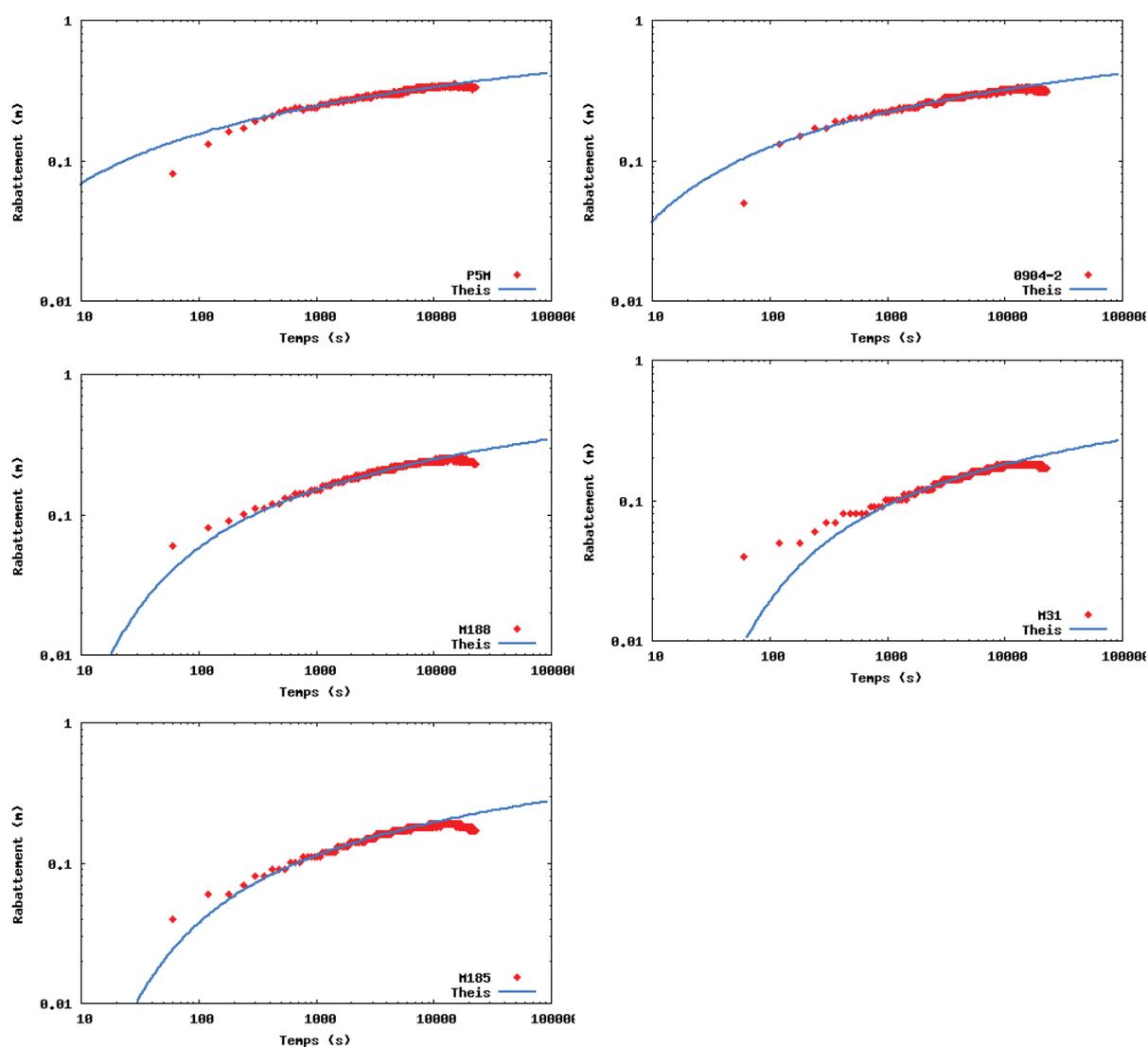


Figure 129 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis

Ouvrages	Distance au forage [m]	Transmissivité $\cdot 10^{-2}$ [m^2/s]	Conductivité hydraulique à saturation [m/s]
P5M	5	17.0	$1.2 \cdot 10^{-2}$
0904-2	10	15.6	$1.1 \cdot 10^{-2}$
M188	30	15.6	$1.1 \cdot 10^{-2}$
M31	44	17.0	$1.2 \cdot 10^{-2}$
M185	52	18.5	$1.3 \cdot 10^{-2}$

Tableau 25 : Résultats du calage avec la méthode de Theis

Annexe 10 : Essai de pompage sur le puits 0803

Nom de l'ouvrage : puits 0803.
 Date de l'essai : le 16/06/2011.
 Durée totale de l'essai de pompage : 6 h.
 Débit de pompage : 285 m³/h (+/- 10 m³/h).
 Diamètre du puits d'essai : 3 m.
 Epaisseur saturée de l'aquifère : 12.8 m.

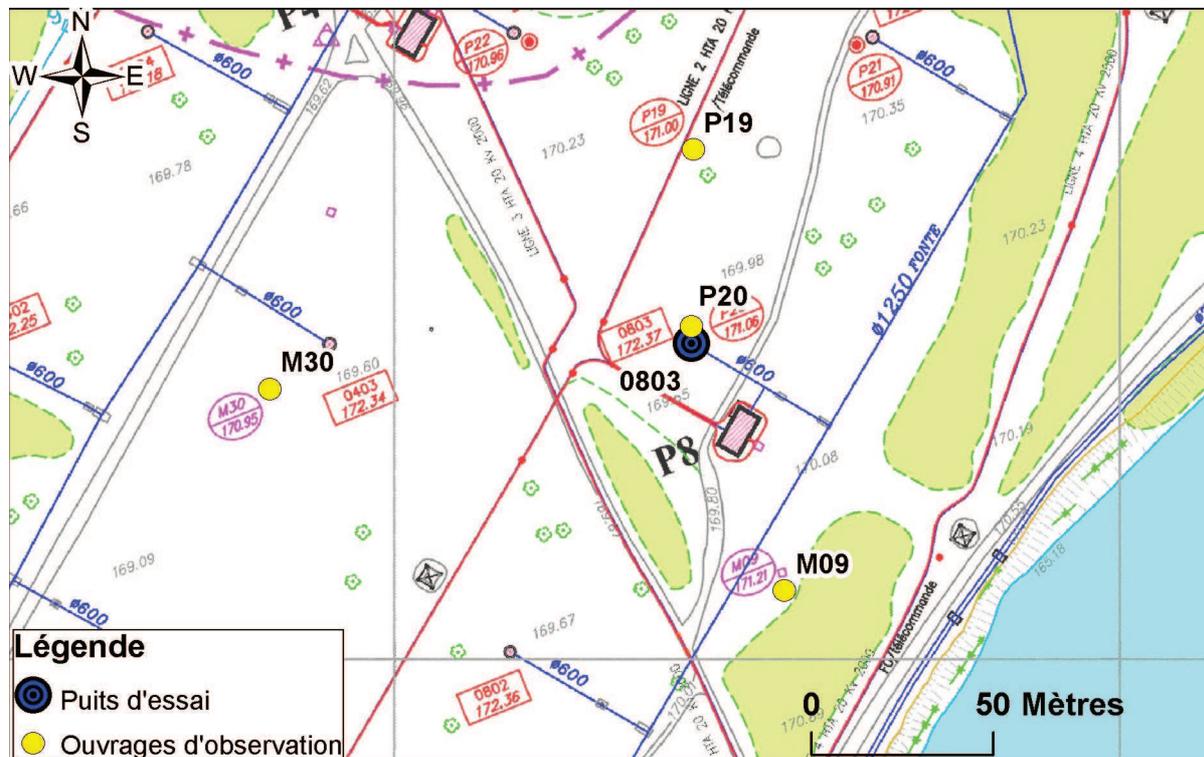


Figure 130 : Carte de localisation du puits d'essai 0803 et des ouvrages d'observation

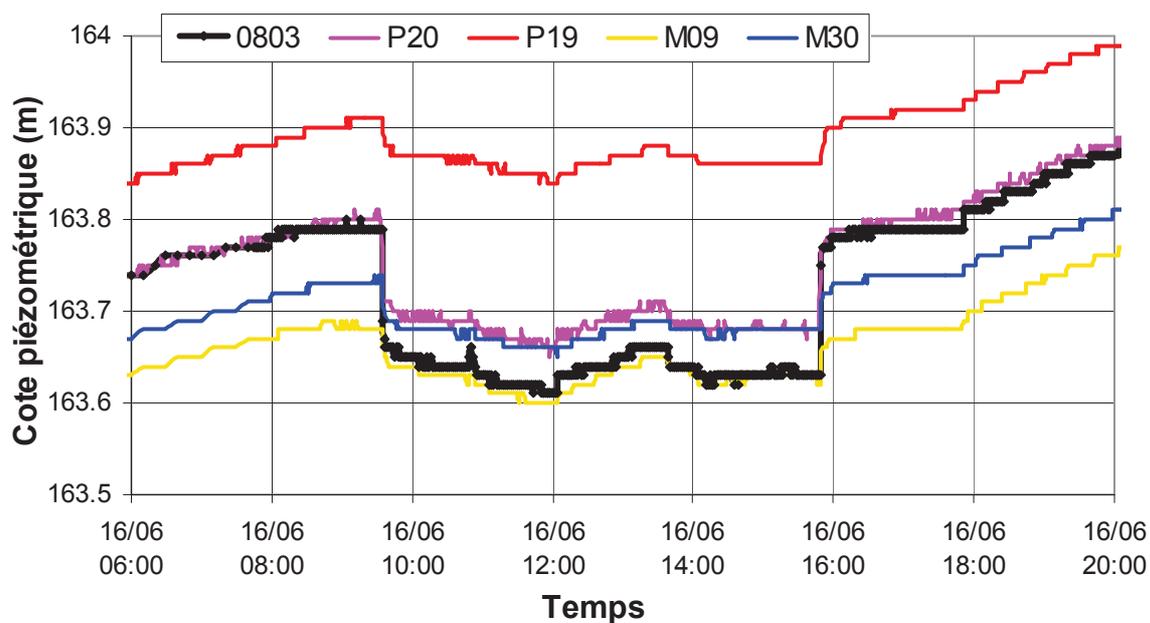


Figure 131 : Evolution des niveaux piézométriques lors de l'essai de pompage dans le puits 0803

Calage du rabattement avec la méthode de Theis :

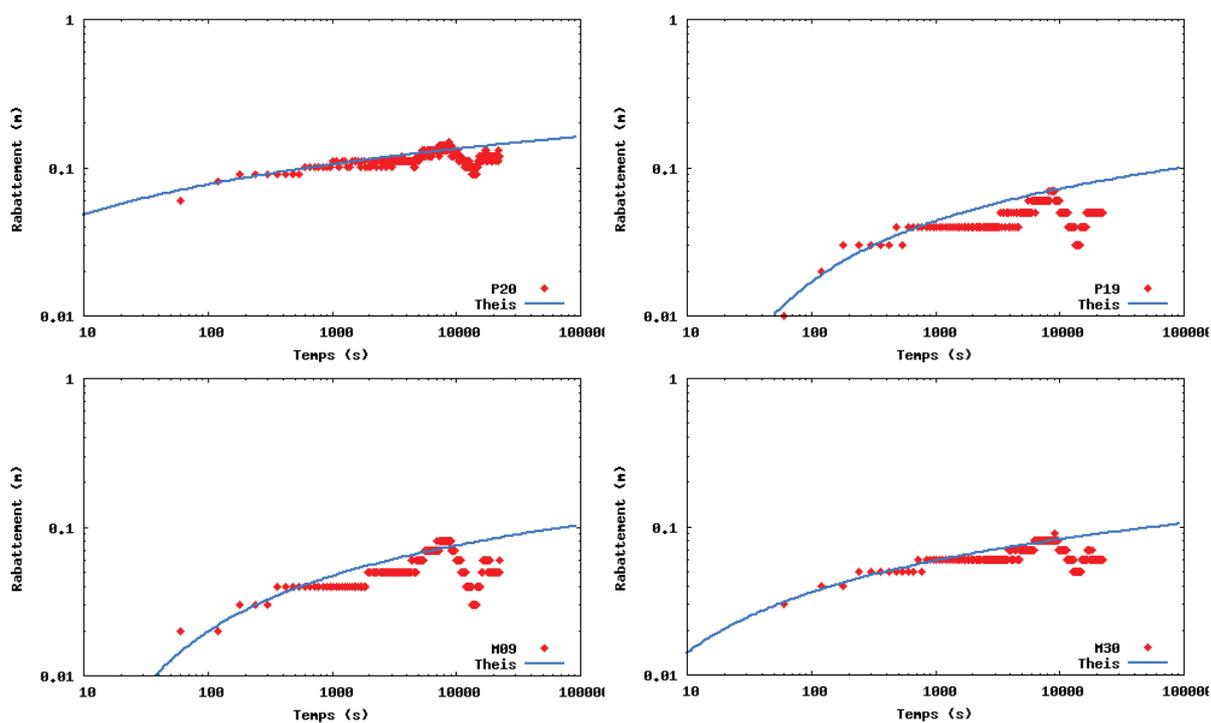


Figure 132 : Calage du rabattement sur les ouvrages d'observation avec la courbe de Theis

Ouvrages	Distance au forage [m]	Transmissivité $\cdot 10^{-2}$ [m^2/s]	Conductivité hydraulique à saturation [m/s]
P20	4.8	51.2	$4.0 \cdot 10^{-2}$
P19	54	51.2	$4.0 \cdot 10^{-2}$
M09	73	51.2	$4.0 \cdot 10^{-2}$
M30	117	62.7	$4.9 \cdot 10^{-2}$

Tableau 26 : Résultats du calage avec la méthode de Theis

Annexe 11 : Essai de pompage par paliers dans le forage expérimental Fexp1

Le rabattement total mesuré lors d'un essai de pompage dans le forage est la somme des pertes de charge non linéaires liées à l'équipement du puits et les pertes de charge linéaires liées au rabattement dans l'aquifère. Le rabattement total calculé est donné par la relation suivante :

$$s = BQ + CQ^2 \quad [131]$$

Où s est le rabattement [m], Q est le débit de pompage [m^3/h], B le coefficient de perte de charge linéaire [$\text{m}/\text{m}^3/\text{h}$], et C le coefficient de perte de charge non linéaire [$\text{m}/(\text{m}^3/\text{h})^2$].

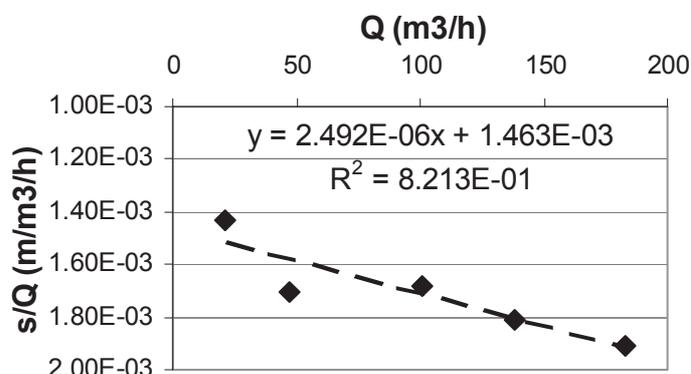


Figure 133 : Rabattement spécifique en fonction du débit de pompage

Fexp1	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
Q mesuré [m^3/h]	21.00	47.00	101.00	138.00	183.00
s mesuré [m]	0.03	0.08	0.17	0.25	0.35
Q/s [$\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$]	700	588	594	552	523
s/Q [$\text{m}/\text{m}^3/\text{h}$]	$1.43 \cdot 10^{-3}$	$1.70 \cdot 10^{-3}$	$1.68 \cdot 10^{-3}$	$1.81 \cdot 10^{-3}$	$1.91 \cdot 10^{-3}$
s théorique linéaire [m]	0.03	0.07	0.15	0.20	0.27
s théorique non linéaire [m]	0.00	0.01	0.03	0.05	0.08
s total [m]	0.03	0.07	0.17	0.25	0.35

Figure 134 : Résultats de l'essai de pompage par paliers

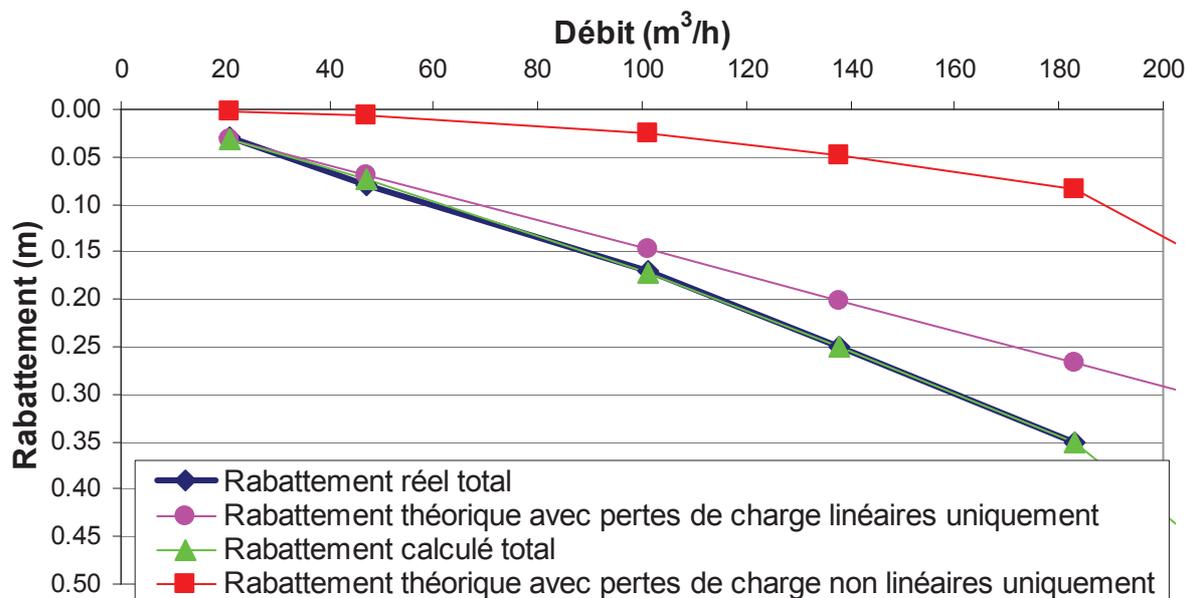
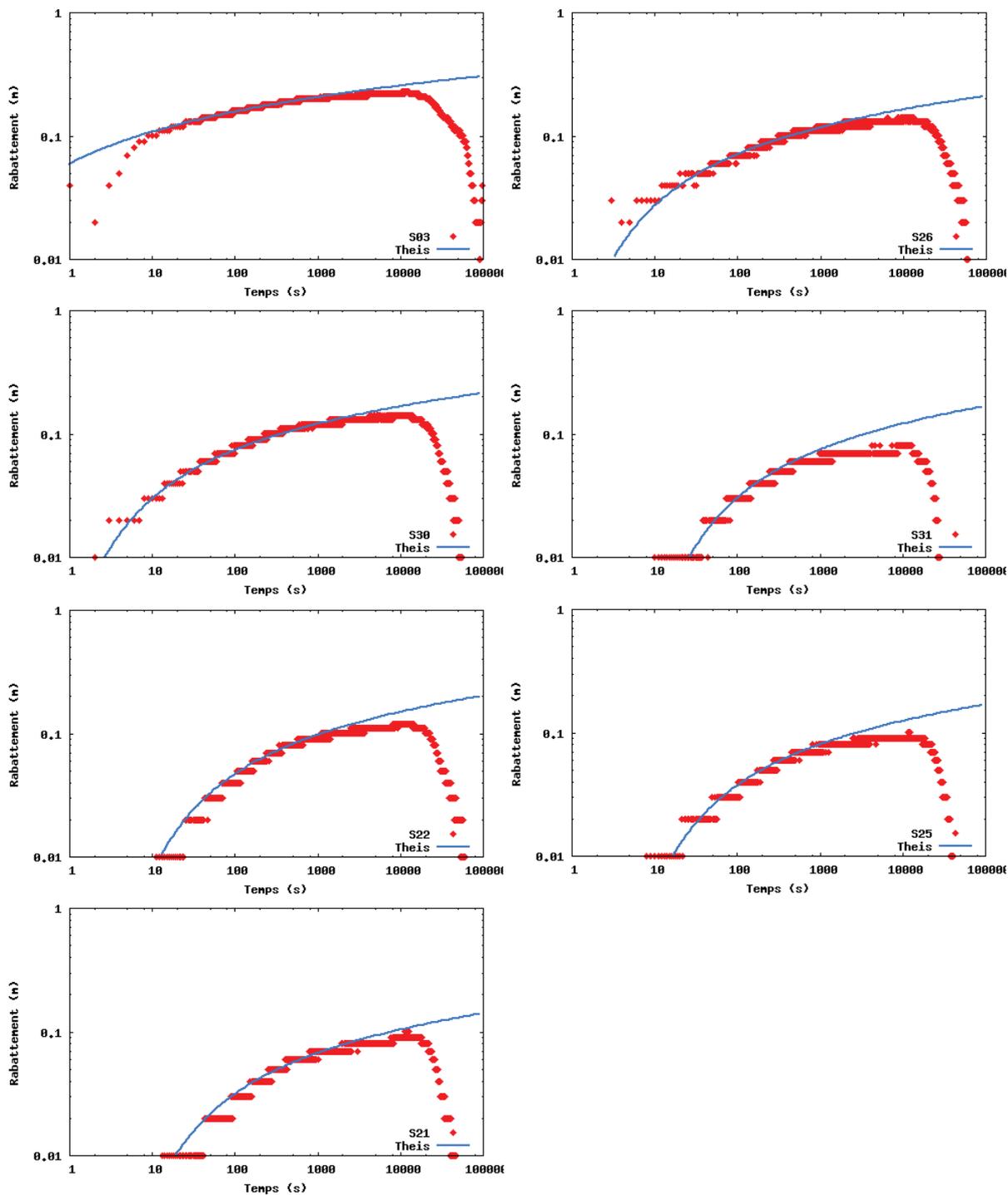
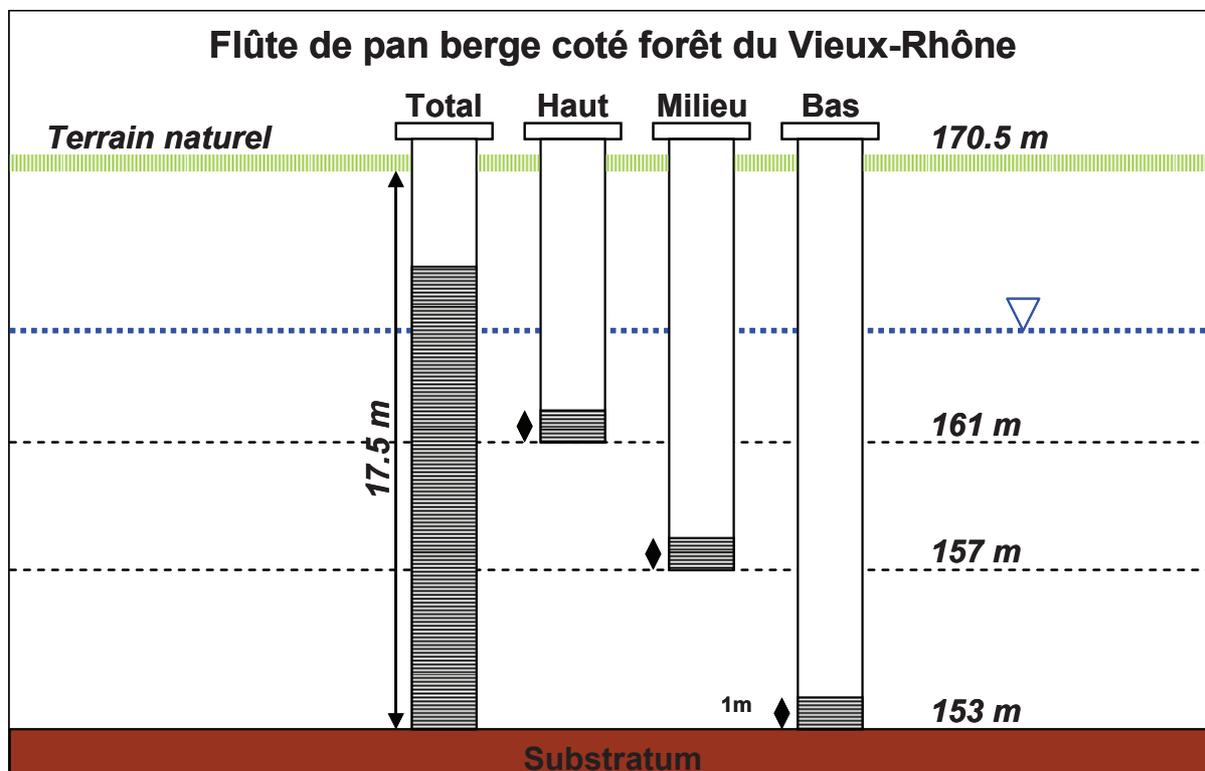
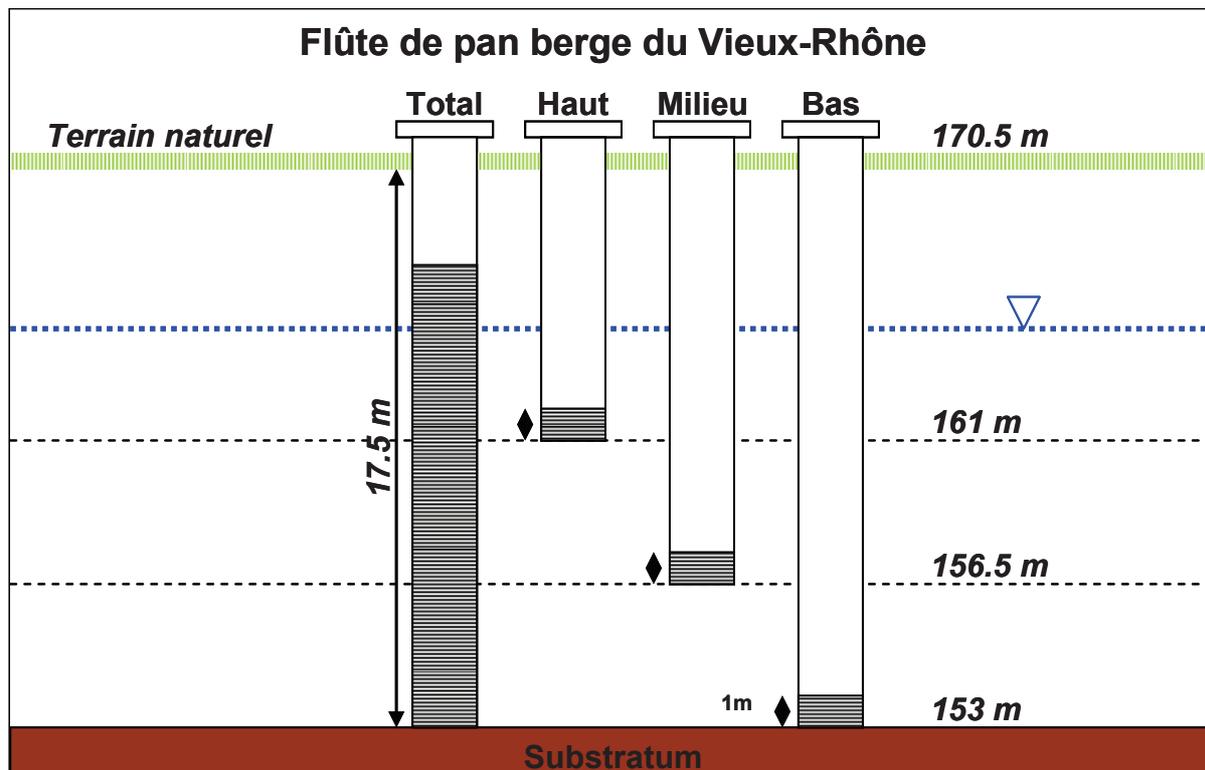


Figure 135 : Evolution du rabattement réel mesuré, du rabattement théorique avec uniquement des pertes de charge linéaires, du rabattement avec uniquement les pertes de charge non linéaires et du rabattement calculé total dans le forage Fexp1 en fonction du débit de pompage

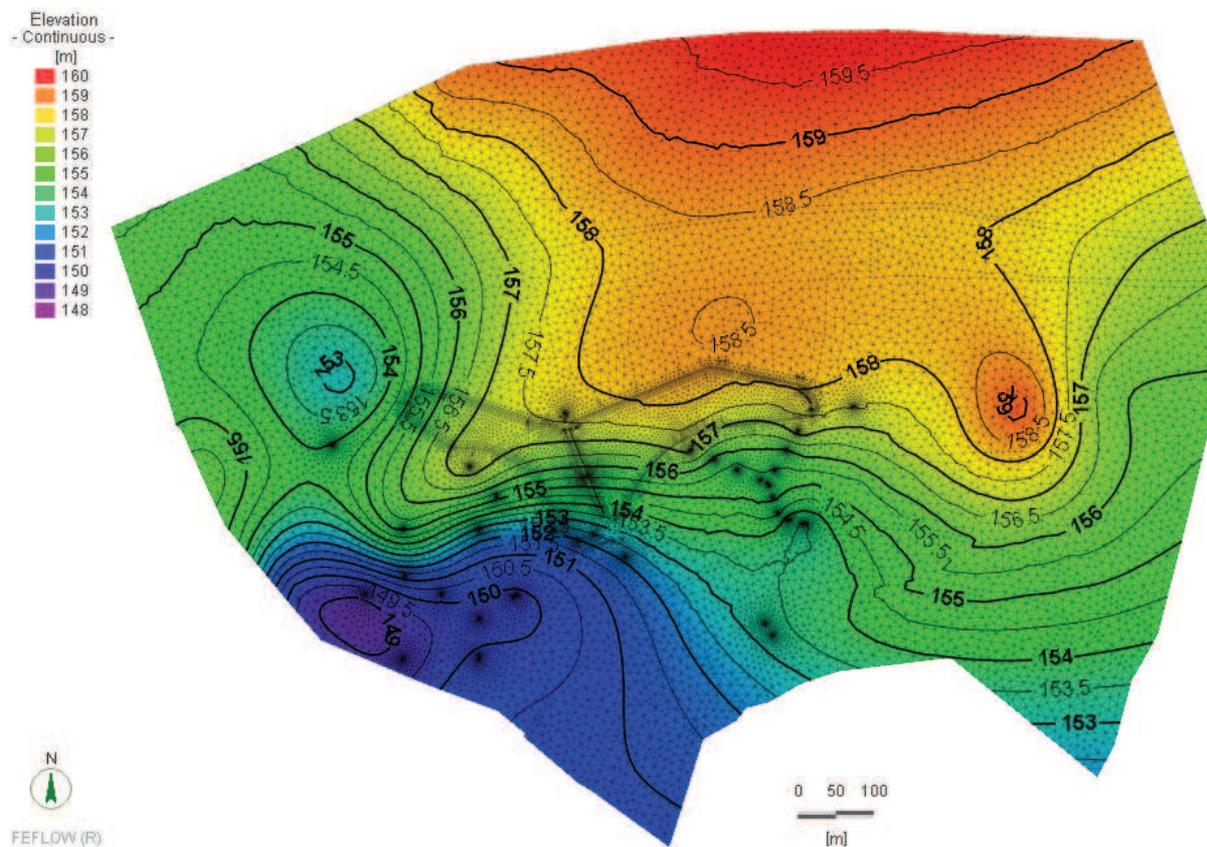
Annexe 12 : Essai de pompage de moyenne durée no 1 dans le forage expérimental Fexp1



Annexe 13 : Caractéristiques des deux séries de piézomètre en flûte de pan sur la berge du Vieux Rhône



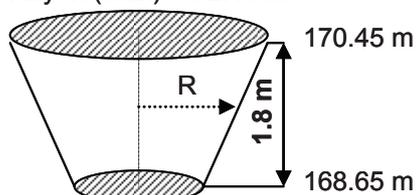
Annexe 14 : Cotes altimétriques du substratum de la nappe alluviale
(d'après ROSALYE, modifié)



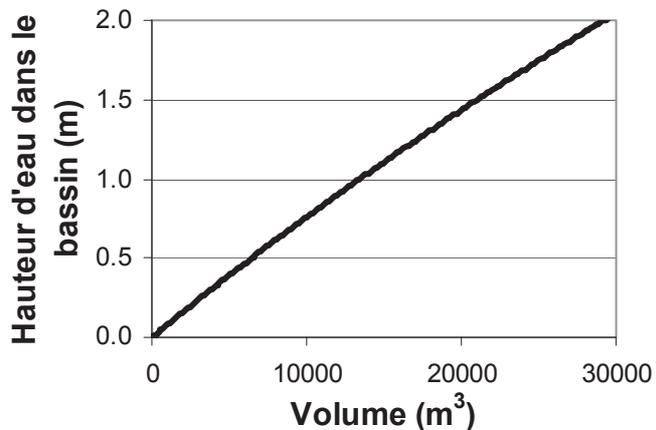
Annexe 15 : Caractéristiques des bassins d'infiltration 5.1 et 5.2

Bassin 5.1Surface (Max) = 16486 m²

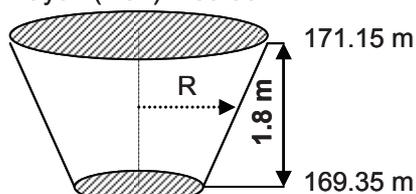
Rayon (Max) = 72.44 m

Surface (Min) = 12351 m²

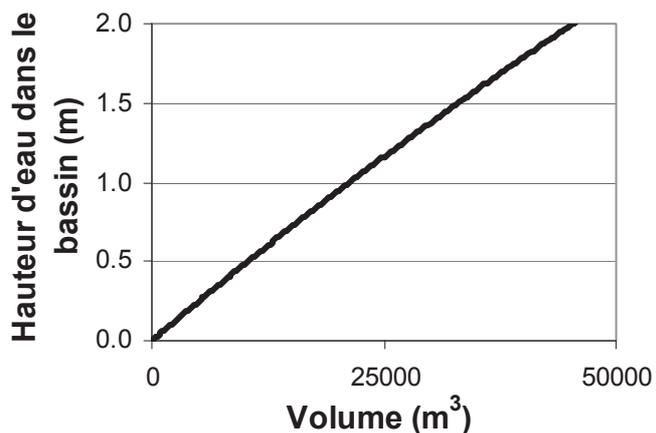
Rayon (Min) = 62.70 m

**Pour 1.80 m, le volume d'eau correspondant est de 25863 m³****Bassin 5.2**Surface (Max) = 24918 m²

Rayon (Max) = 89.06 m

Surface (Min) = 19987 m²

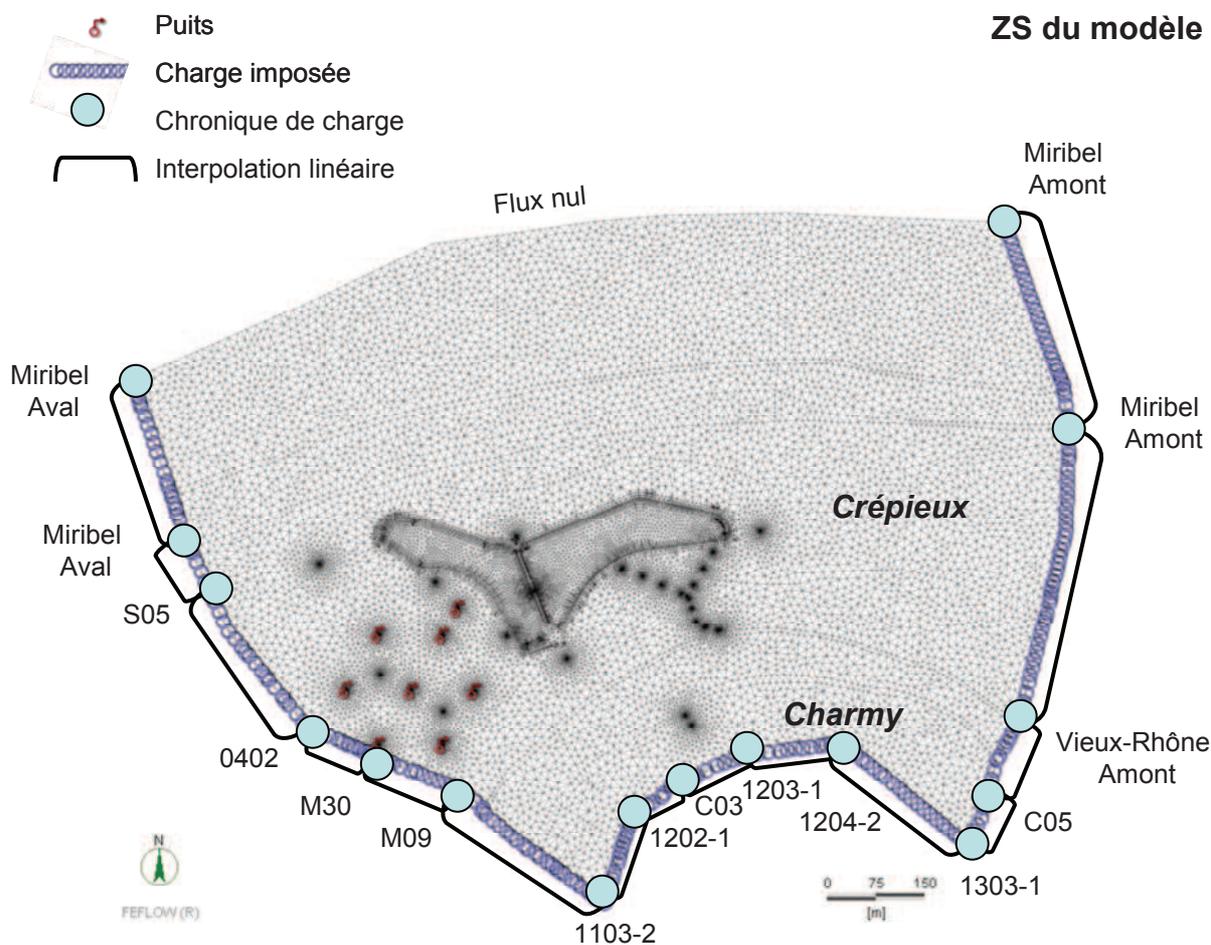
Rayon (Min) = 79.76 m

**Pour 1.80 m, le volume d'eau correspondant est de 40332 m³**

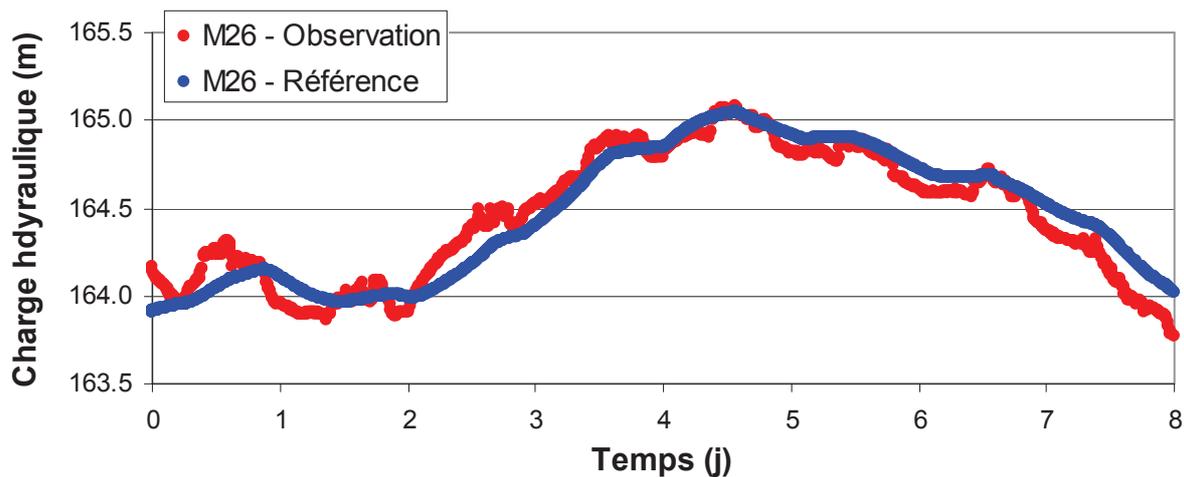
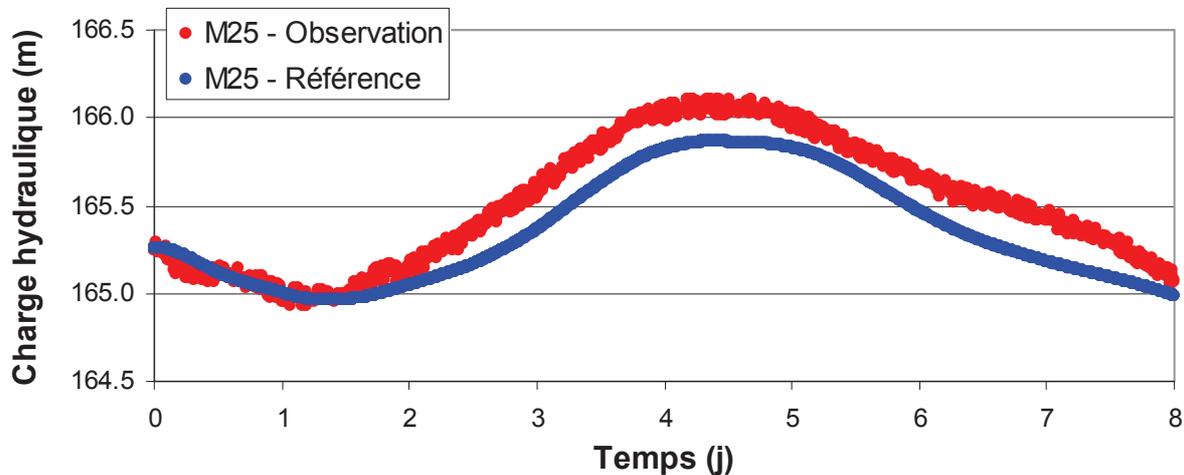
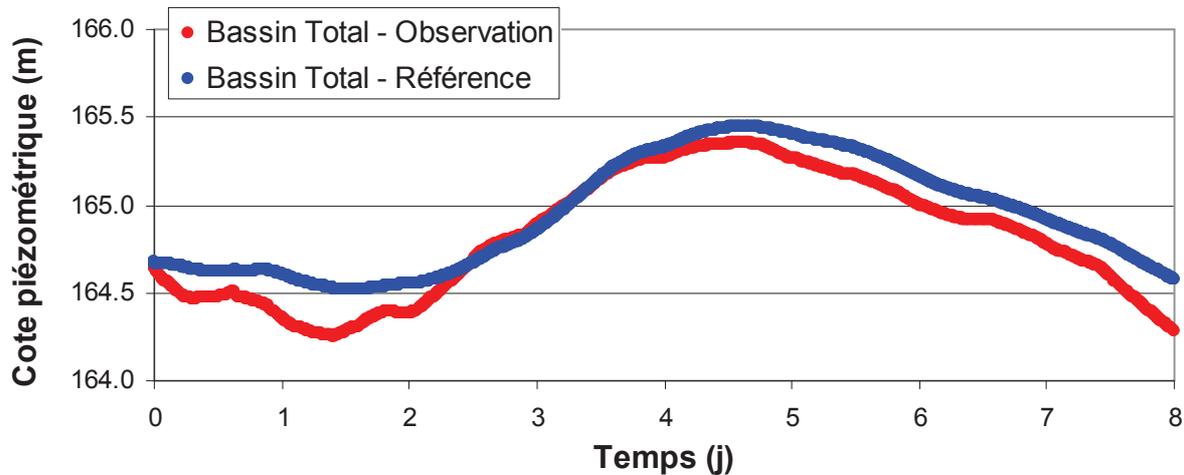
Annexe 16 : Conditions aux limites dans la ZS du modèle tridimensionnel

Dans la ZS du modèle, les conditions de charges imposées sont issues d'interpolations linéaires selon la limite qui relie différents points de mesure. Sur la carte ci-dessous, les points représentent une chronique de charge observée sur un piézomètre ou un puits de pompage.

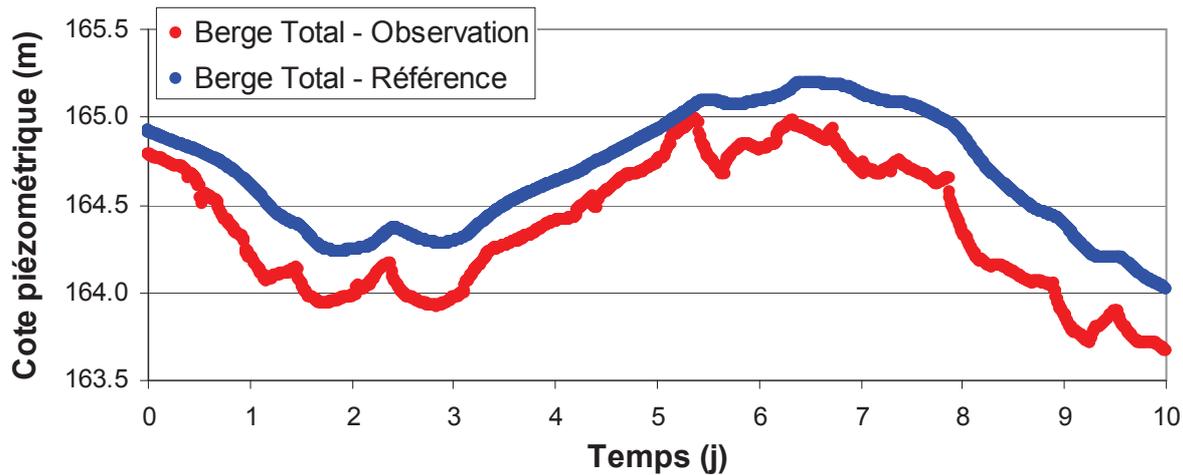
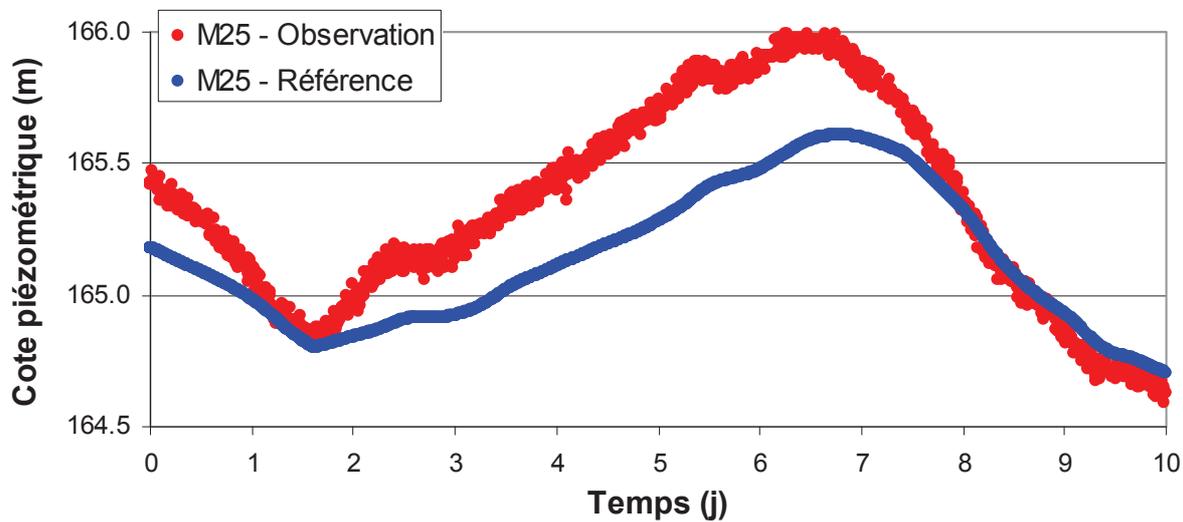
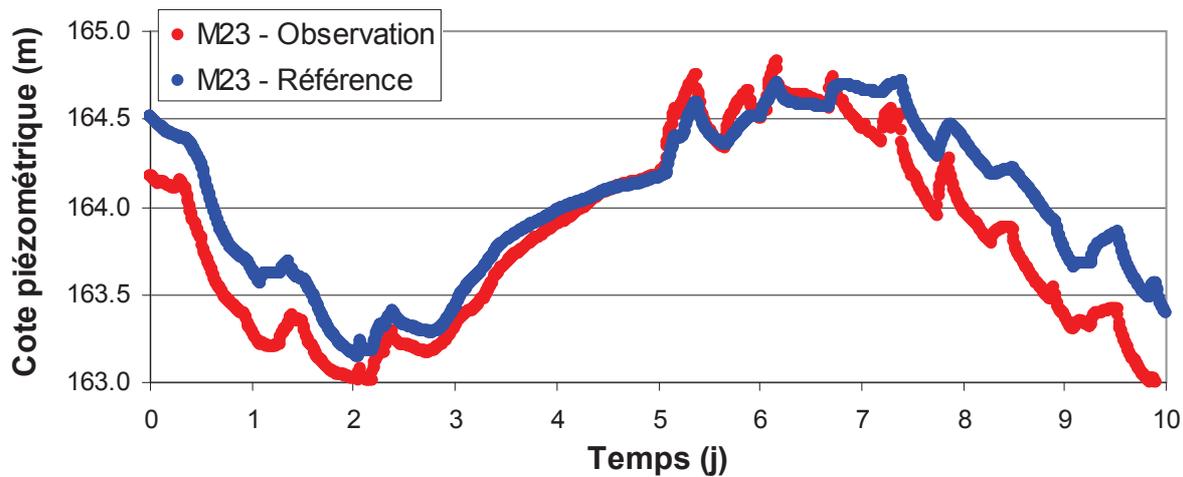
A proximité des rivières, dans la zone du canal de Miribel Aval et dans l'ensemble de la partie est du champ captant, aucun relevé piézométrique n'est disponible. Pour cette raison, on émet l'hypothèse que les charges imposées dans la nappe pour Miribel Amont, Miribel Aval, et Vieux-Rhône Amont correspondent à la cote piézométrique de la rivière (amont ou aval) soustraite de 0.5 m. Cette approximation est vérifiée sur un ouvrage suivi sur les berges du canal de Miribel, dans lequel un décrochement entre le niveau de la nappe et de celui de la rivière en moyenne constant et de 0.5 m.

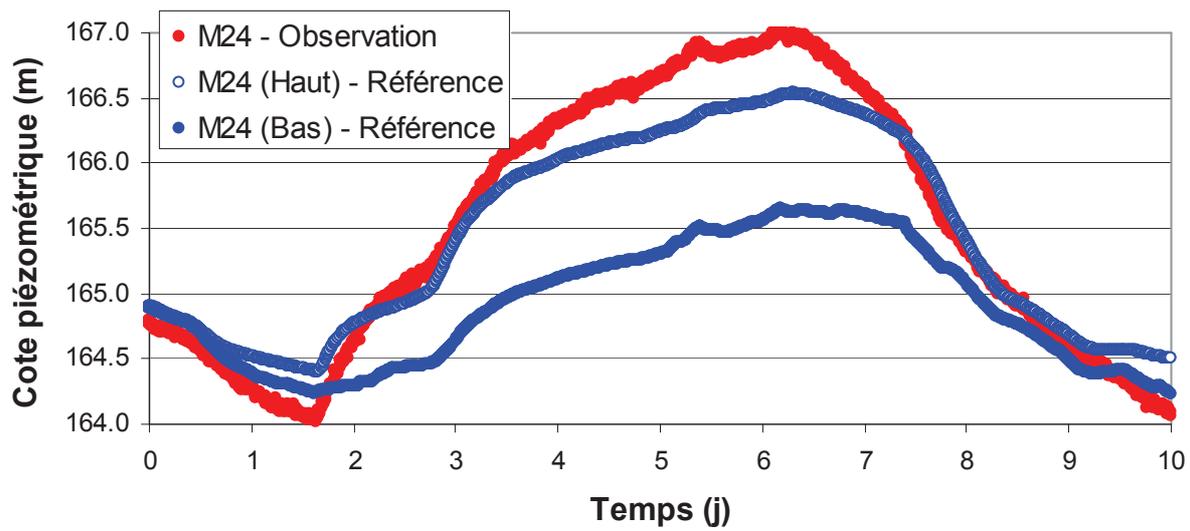


Annexe 17 : Résultats du calage de la simulation 1

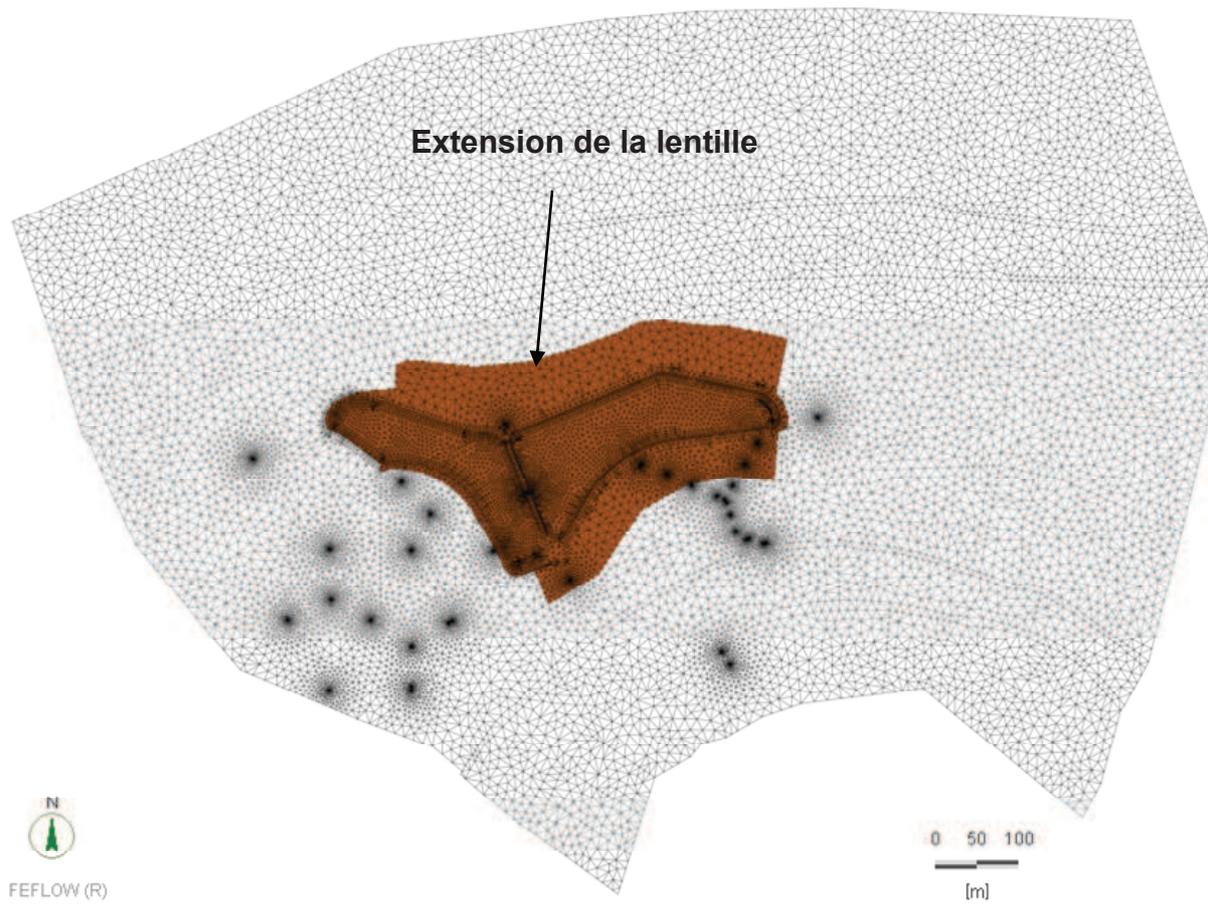


Annexe 18 : Résultats du calage de la simulation 2





Annexe 19 : Extension horizontale supposée de la lentille de sable très fin graveleux à l'intérieur de la couche C



Annexe 20 : Résultats du calage de la simulation 3

