

Analyse des processus advectifs-dispersifs en milieux poreux sous contraintes hydrologiques périodiques

Implications pour la protection
des captages d'eaux souterraines

THESE

présentée à la Faculté des sciences de
l'Université de Neuchâtel pour l'obtention
du grade de docteur ès sciences

par

Vincent BADOUX

Acceptée sur proposition du jury:

Prof. Pierre Perrochet, Université de Neuchâtel, directeur de thèse,
Prof. Philippe Renard, Université de Neuchâtel, rapporteur interne
Dr Laurent Tacher, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, rapporteur externe
Dr Ronald Kozel, Office Fédéral de l'Environnement, Berne, rapporteur externe

Soutenue le 17 Décembre 2007

Université de Neuchâtel

FACULTE DES SCIENCES
Secrétariat-Décanat de la faculté
■ Rue Emile-Argand 11
■ CP 158
■ CH-2009 Neuchâtel

IMPRIMATUR POUR LA THESE

Analyse des processus advectifs-dispersifs
en milieux poreux sous contraintes hydrologiques
périodiques. Implications pour la protection
des captages d'eaux souterraines

Vincent BADOUX

UNIVERSITE DE NEUCHATEL

FACULTE DES SCIENCES

La Faculté des sciences de l'Université de Neuchâtel,
sur le rapport des membres du jury

MM. P. Perrochet (directeur de thèse), P. Renard,
R. Kozel (Office fédéral de l'Environnement, Berne)
et L. Tacher (EPF Lausanne)

autorise l'impression de la présente thèse.

Neuchâtel, le 7 janvier 2008

Le doyen :
T. Ward

UNIVERSITE DE NEUCHATEL
FACULTE DES SCIENCES
Secrétariat-décanat de la faculté
Rue Emile-Argand 11 - CP 158
CH-2009 Neuchâtel

Aux petits lutins-dragons
Aux êtres de lumière

*« L' eau est la chose la plus nécessaire à l'entretien de la vie, mais il est
aisé de la corrompre... Car pour la terre, le soleil, les vents, ils ne sont
point sujets à être empoisonnés, ni détournés, ni dérobés, tandis que tout
cela peut arriver à l'eau, qui, pour cette raison, a besoin que la loi vienne à
son secours. »*

*« Voilà la loi que je propose : Quiconque aura corrompu l'eau d'autrui, eau
de source ou eau de pluie ramassée, en y jetant certaines drogues, ou l'aura
détournée en creusant, ou enfin dérobée, le propriétaire portera sa plainte
devant les astronomes et fera lui-même l'estimation du dommage. Et celui
qui sera convaincu d'avoir corrompu l'eau, outre la réparation du dommage,
sera tenu de nettoyer la source ou le réservoir conformément aux règles
prescrites par les interprètes, suivant l'exigence des cas ou des personnes. »*

Platon, Les lois, livre VII, 400 avant J.-C.

Résumé

Mots clés : eau souterraine, modélisation hydrodynamique, zone de capture, régime transitoire, contraintes périodiques, transport advectif-dispersif, dispersion équivalente, aire d'alimentation, zone de protection

Le principe de la protection de l'eau est ancré dans la Constitution fédérale suisse. Sur cette base, l'Assemblée fédérale a édicté une loi qui a pour but de protéger les eaux contre toute atteinte nuisible. Elle instaure des mesures d'organisation du territoire autour des captages d'eaux souterraines, parmi lesquelles figurent les zones de protection S1, S2 et S3 ainsi que l'aire d'alimentation Z_u .

Les objectifs principaux de cette thèse sont d'une part d'étudier l'influence des variations temporelles des conditions hydrologiques et leurs influences sur le dimensionnement des mesures d'organisation du territoire, et d'autre part de déterminer des paramètres équivalents qui permettent de simuler, en régime d'écoulement permanent, les effets advectifs et dispersifs induits par le régime d'écoulement transitoire.

Dans un premier temps, l'analyse de solutions analytiques inédites de l'équation d'advection-dispersion montre que le régime d'écoulement transitoire a pour effet d'augmenter la dispersion apparente subie par les panaches de substances dissoutes. Cette dispersion apparente peut être simulée en régime d'écoulement permanent en appliquant un facteur correctif aux coefficients classiques de dispersion.

Dans un second temps, la méthode des éléments finis est utilisée pour analyser les effets du régime d'écoulement transitoire sur la probabilité qu'une particule soit captée par un puits. En inversant le champ d'écoulement, des fonctions de transfert sont obtenues par simulations d'essais de traçage. Leur analyse permet d'obtenir en chaque point du domaine, les évolutions temporelles des probabilités de capture et des concentrations relatives au puits. En régime d'écoulement transitoire, ces deux grandeurs ne sont pas équivalentes.

L'analyse des variations temporelles des probabilités de capture démontre que le rapport entre le temps de transit moyen et la période de fluctuation est un bon indicateur pour déterminer si le régime transitoire doit être pris en compte. Pour les périodes de fluctuation supérieures au double du temps de transit moyen, les probabilités sont obtenues de manière exacte par les conditions permanentes de hautes et de basses eaux. Pour les périodes de fluctuation courtes, elles sont obtenues de manière approximative en condition d'écoulement permanent moyen. Il reste une plage de période

pour laquelle le régime transitoire ne peut être simulé par aucun régime d'écoulement permanent. Une méthodologie alternative basée sur le calcul de débits de pompage équivalents est alors proposée.

L'ensemble des méthodes développées dans la présente thèse sont finalement appliquées au captage de Worben dans la plaine du Seeland en Suisse occidentale. Pour ce cas d'application précis, il est tout à fait adapté de délimiter l'aire d'alimentation Z_u en régime d'écoulement permanent moyen.

Enfin, dans un souci d'optimisation des mesures de protection des eaux souterraines en Suisse, le présent document propose une modification de la législation actuellement en vigueur, particulièrement en ce qui concerne les bases de dimensionnement des aires d'alimentation Z_u et des zones de protection S2.

Abstract

Keywords : groundwater, numerical modeling, capture zone, transient flow, periodic forcing, advective-dispersive transport, equivalent dispersion, protection zone, area of contribution

Water protection is written in the Swiss Federal Consitution. On that basis, the Federal Assembly enacted laws that aim to protect water from any kind of contamination. It establishes groundwater protection schemes around water supply wells, such as the protection zones S1, S2 and S3 and the area of contribution Z_u .

The aims of the present thesis, on the one hand, was to study the influence of transient periodic hydrological conditions on the design of such protection schemes. On the other hand, it consisted in the determination of equivalent parameters in order to simulate the advective and dispersive effects induced by transient flow conditions, but considering steady state conditions only.

First, a sensitivity analysis to an innovative analytical solution of the advection-diffusion equation shows that transient hydraulic conditions enhance the apparent spreading of the plume of a solute compound. This apparent dispersion can be obtained by applying a multiplication factor on the classical dispersivity coefficients.

The finite element method is then used to analyse the effects of transient flow conditions on the probability that a particle of water is being trapped by a pumping well. Based on a reverse flow field, tracer test simulations allow to calculate at any point in the domain a series of transfer functions. The analysis of these functions gives the temporal evolution of the capture probability and the temporal evolution of the relative concentration expected at the well. As opposed to the steady state approach, these two values are not equivalent under transient flow conditions.

The analysis of the temporal evolution of the probabilities shows that the ratio between the mean transit time and the period of fluctuation is an essential criteria in order to determine whether transient flow conditions are important or not. For periods longer than two times the transit time, transient probabilities can be obtained using high and low water steady state conditions. For short periods, they can be approximated by mean steady state conditions. Remaining frequencies indicate the configurations where effects of transient conditions cannot be approached by any steady state condition. An alternative methodology is then proposed to integrate effects of transient conditions into equivalent pumping rates.

The methods developed in the present thesis have been applied to the Worben pumping station in the Seeland aquifer (West Switzerland). In this case, the use of mean flow conditions remains a good approximation to delineate the area of contribution Z_u .

Finally, in order to optimize groundwater protection in Switzerland, the present document suggests some amendments of the current legislation, in various aspects concerning the design of the areas of contribution Z_u and protection zones S2.

Remerciements

La rédaction d'un texte de remerciements est une tâche acrobatique tant il est parfois difficile de trouver les mots justes pour témoigner sa reconnaissance comme il se doit, aux personnes qui ont participé à l'aboutissement de ce travail. Parfois, cela s'avère même clairement inapproprié.

Je commencerai par mon Directeur de thèse, le Professeur Pierre Perrochet, que je tiens à remercier pour avoir accepté de diriger ces travaux de recherche et pour m'avoir fait partager ses grandes qualités de chercheur. J'espère avoir réussi à en tirer les bases essentielles. Je le remercie également pour la confiance qu'il a su montrer à mon égard pendant ces quatre années de travail.

J'aimerais ensuite remercier les membres de mon jury, les Docteurs Laurent Tacher de Lausanne et Ronald Kozel de Berne ainsi que le Professeur Philippe Renard de Neuchâtel, pour avoir pris part à ce jury et pour la très grande pertinence de leurs remarques et suggestions.

Je remercie également les membres du groupe d'hydrogéologie quantitative du CHYN, en particulier les Docteurs Ellen Milnes et Fabien Cornaton pour leur aide et savoir-faire, parfois à des moments très délicats de mon doctorat. J'aimerais une fois encore remercier le Professeur Philippe Renard pour son enthousiasme débordant à tous mes questionnements techniques et conceptuels en rapport avec l'hydrogéologie quantitative.

Je souhaite remercier l'ensemble des collaborateurs du CHYN que j'ai côtoyé pendant ces quatre années, pour la sympathique ambiance de travail et le dynamisme qui règne au sein de l'Institut. Un merci tout particulier à Stéphane Cattin, François Gainon, Michiel Pronk, Laurent André, Daniel Bouchard, Romain Ducommun, Jaouher Kerrou et Bertrand Aunay. Je remercie également le directeur du CHYN, le Professeur François Zwahlen, pour sa capacité à diriger cet Institut de main de maître, particulièrement en ces années turbulentes pour l'Université de Neuchâtel. Cela nous est à tous excessivement profitable.

Je remercie par ailleurs Messieurs Gianni Gasparotto et Pierre Tissot du SITEL pour le support informatique.

Je ne veux pas oublier le Fonds national suisse pour la recherche scientifique qui a soutenu financièrement ce projet jusqu'à son terme.

Enfin, j'aimerais remercier mes relecteurs, Christiane et Robert Badoux pour leur aide précieuse et pour avoir su conserver une inébranlable méticulosité orthographique et syntaxique. Je remercie également Adrienne Ody pour ses critiques constructives par rapport à la structure rédactionnelle ainsi que pour son aide relative aux aspects législatifs. Je la remercie de surcroît pour son soutien inconditionnel, de même que ses parents, mes parents et mes amis.

Table des matières

1	Introduction	1
2	Du régime permanent au régime transitoire	9
2.1	Introduction	9
2.2	Généralités	10
2.2.1	Causes des variations des conditions d'écoulement . .	10
2.2.2	Réponse des aquifères aux contraintes périodiques . .	14
2.2.3	Effets des variations des conditions d'écoulement sur les processus de transport	19
2.3	Hydrodynamique	20
2.3.1	Equation générale des écoulements	20
2.3.2	Régime d'écoulement permanent 2D-horizontal	21
2.4	Processus de transport en milieu poreux	21
2.5	Zones de capture	23
2.5.1	Généralités	23
2.5.2	Zones de capture en régime d'écoulement transitoire .	24
2.5.3	Zone de capture probabiliste	27
2.6	Application des zones de capture au contexte des gîtes métal- lifères	34
3	Analyse des processus de transport en régime transitoire périodique	45
3.1	Introduction	45
3.2	Méthodologie	48
3.2.1	Equations de transport	48
3.2.2	Définition des paramètres transitoires	50

3.2.3	Notion de dispersion équivalente	51
3.2.4	Critères de vulnérabilité	55
3.3	Analyse des processus de transport	58
3.3.1	Analyse de sensibilité en 1D	58
3.3.2	Variabilité en fonction de la distance du point d'ob- servation	69
3.3.3	Analyse de sensibilité en configuration 2D-horizontale	72
3.3.4	Discussion des résultats	78
3.4	Modèle de transport dans une direction quelconque	83
3.4.1	Introduction	83
3.4.2	Définition de l'état initial (distribution gaussienne) . .	83
3.4.3	Analogie avec la géométrie analytique	84
3.4.4	Nouvelle solution de l'équation de transport	88
3.4.5	Notion de masse cumulée	89
3.4.6	Synthèse de la méthodologie	90
3.4.7	Exemple d'application numérique	93
3.5	Conclusions	96
4	Analyse des zones de capture en régime d'écoulement tran- sitoire périodique	101
4.1	Introduction	101
4.2	Méthodologie	103
4.2.1	Principe général	103
4.2.2	Exemple d'application de la méthode	107
4.2.3	Approche numérique	111
4.2.4	Géométrie et maillage des modèles	111
4.2.5	Paramètres d'écoulement et de transport	112
4.2.6	Paramètres temporels	113
4.2.7	Conditions initiales	115
4.2.8	Adaptation des conditions aux limites	116
4.3	Zones de capture pour le cas d'un puits unique	120
4.3.1	Description du cas	120

4.3.2	Conditions aux limites	120
4.3.3	Effets de la variation du niveau d'eau $H(t)$	121
4.3.4	Influence de l'hétérogénéité spatiale	137
4.4	Cas d'un puits unique avec direction d'écoulement variable	141
4.4.1	Introduction	141
4.4.2	Conditions aux limites	141
4.4.3	Influence des infiltrations latérales	142
4.5	Cas d'une source de contamination pérenne	144
4.5.1	Introduction	144
4.5.2	Paramètres et conditions aux limites	146
4.5.3	Résultats	147
4.5.4	Comparaison avec le champ de probabilité	150
4.6	Discussion	157
4.6.1	Résumé	157
4.6.2	Effets des paramètres transitoires sur les valeurs de probabilités	158
4.6.3	Comparaison entre les probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ et les taux de restitution m_{out}	162
4.6.4	Comparaison entre les probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ et les concentrations relatives attendues au puits	163
4.6.5	Causes possibles de l'écart systématique ε	165
4.6.6	Approximation des conditions aux limites par des fonctions sinusoïdales	165
4.7	Conclusions	166
5	Zones de capture équivalentes	171
5.1	Introduction	171
5.2	Quelques définitions	173
5.3	Méthodologie	175
5.3.1	Détermination des écarts absolus et relatifs	175
5.3.2	Détermination des paramètres équivalents	177
5.4	Résultats	187

5.4.1	Zones de capture en milieu homogène	187
5.4.2	Comparaison entre le régime permanent de hautes eaux et de basses eaux	188
5.4.3	Comparaison entre les régimes permanents et le ré- gime transitoire	190
5.4.4	Application dans un champ de perméabilité hétérogène	195
5.5	Discussion	197
5.6	Conclusions	204
6	Application à l'aquifère du Seeland	209
6.1	Introduction	209
6.1.1	Objectifs	209
6.1.2	Contexte géologique et hydrologique	211
6.2	Méthodologie	211
6.3	Données de base	213
6.3.1	Débits de pompage	213
6.3.2	Variations limnimétriques	214
6.3.3	Infiltration par les précipitations	215
6.4	Modèle numérique	216
6.4.1	Paramétrisation du modèle	216
6.4.2	Conditions aux limites	216
6.4.3	Détermination des paramètres moyens	217
6.4.4	Conditions initiales	217
6.4.5	Points d'observation	219
6.5	Résultats	219
6.5.1	Evolution temporelle des charges hydrauliques	219
6.5.2	Comparaison entre les probabilités p et les taux de restitution m	221
6.5.3	Evolution temporelle du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$.	222
6.5.4	Comparaison entre les zones de capture transitoires et permanentes	227
6.5.5	Application aux zones de capture temporelles	231

6.6	Discussion	233
6.6.1	Résumé	233
6.6.2	Instabilité du modèle	234
6.6.3	Ecarts entre la probabilité de capture et le taux de restitution	234
6.6.4	Comparaison avec la zone de capture de moyennes eaux	235
6.7	Conclusions	236
7	Conclusions	239
7.1	Synthèse du document	239
7.2	Dimensionnement des mesures d'organisation du territoire des puits de captage en régime d'écoulement transitoire	243
7.2.1	Rappel des bases légales concernant la protection des eaux souterraines	243
7.2.2	Recommandations des autorités	244
7.2.3	Proposition de méthodologie	245
7.2.4	Commentaires sur la méthodologie	248
7.3	Commentaires sur les bases légales	251
7.4	Conclusions générales, perspectives et recommandations finales	253
 Liste des annexes		
A	Résultats du modèle sans infiltrations latérales	265
B	Cartes de probabilité pour le modèle à puits unique	273
C	Comparaisons entre les régimes d'écoulements transitoire et permanent	281
D	Champs de probabilités équivalents	287
E	Aquifère du Seeland	291

Table des figures

2.1	Représentation schématique d'un système d'écoulement multicouche (d'après Cornaton (2004)).	16
2.2	Effet d'échelle sur les fluctuations cycliques d'amplitudes identiques mais de périodes différentes.	19
2.3	Comparaison entre les zones de capture temporelle (isochrone 10 j) délimitées par traçage arrière de particules avec celles obtenues par la forme adjointe de l'équation d'advection-dispersion.	25
2.4	Représentation schématique d'un domaine aquifère Ω avec la localisation des limites infiltrantes Γ_- , exfiltrantes Γ_+ et imperméables Γ_0	28
2.5	Comparaison entre les régimes d'écoulement permanents « arrière » et « avant ».	30
2.6	Représentation schématique des fonctions de transfert en fonction des variables t et t_i	31
2.7	Représentation schématique des circulations de fluides responsables de la formation des gisements de type Mississippi-Valley (modifié d'après Garven et Freeze (1984a)).	35
2.8	Conditions aux limites pour les écoulements.	36
2.9	Résultats des simulations numériques de la paléohydrologie de la mine de San Vicente.	37
3.1	Représentation schématique de la dispersion apparente liée à la trajectoire réelle ou distance d'excursion suivie par le panache de substance dissoute.	51
3.2	Comparaison entre la position et la distance d'excursion pour un champ d'écoulement dont la vitesse moyenne est de 1 m/j et qui fluctue avec une amplitude de 2 m/j.	53
3.3	Facteur correctif des coefficients de dispersivité en fonction du rapport entre la vitesse moyenne $\bar{v}$ et l'amplitude des oscillation v_0	54

3.4	Effet de dispersion supplémentaire engendré dans un champ d'écoulement dont les vitesses oscillent autour d'une vitesse moyenne nulle.	56
3.5	Exemple de courbe de concentration pour un cas d'inversion temporaire de courant et illustration des quatre critères de vulnérabilité.	57
3.6	Effet du déphasage φ sur les courbes de concentration à 100 m du point d'injection pour différentes valeurs de v_0 et pour $P = 1$ j et $P = 30$ j.	60
3.7	Effet du déphasage φ sur les courbes de concentration à 100 m du point d'injection pour différentes valeurs de v_0 et pour $P = 100$ j et $P = 300$ j.	61
3.8	Comparaison entre les courbes de concentration en régime d'écoulement transitoire (avec $0 < \varphi < T$, $v_0 = 1$ m/j, $\bar{v} = 2$ m/j et $P = 100$ j) et les courbes de concentration en régimes d'écoulements permanents de hautes eaux, de basses eaux, de moyennes eaux, et de moyennes eaux avec dispersion équivalente.	65
3.9	Temps d'arrivée du pic de concentration en fonction de la distance du point d'injection.	71
3.10	Comparaison entre les courbes de concentration en régime d'écoulement transitoire 2D avec celles obtenues en régime permanent moyen, de hautes et de basses eaux, et en régime permanent équivalent.	73
3.11	Synthèse des effets engendrés par les fluctuations des conditions d'écoulement sur les courbes de concentration et sur les critères de vulnérabilité qui en découlent.	80
3.12	Distribution gaussienne d'un panache de substance dissoute en milieu poreux à un temps t	84
3.13	Exemple de déformation d'une isoligne de concentration représentée par un cercle ou une ellipse. Dans cet exemple, la dispersion transversale est négligée.	86
3.14	Représentation de la distribution spatiale (A) des concentrations $C(x', y', t)$ et (B) de la masse cumulée $M(x', y', t)$ en partant du centre de masse et en s'écartant radialement. . . .	91
3.15	Trajectoire suivie par le centre de masse du panache décrite dans l'exemple de la figure 3.16.	96

3.16	Exemple de transport d'une substance dissoute dans un champ d'écoulement uniforme mais dont la direction d'écoulement varie avec le temps.	97
4.1	Comparaison entre les probabilités qu'une particule soit captée par le puits pour les régimes d'écoulement permanent, transitoire, et permanent avec dispersivité équivalente.	105
4.2	Evolution transitoire de la probabilité qu'une particule, lâchée au point P6, finisse par être captée par le puits.	108
4.3	Courbes de restitution de 10 essais de traçage au point d'injection P6. Chaque essai est décalé de 30 j dans le temps.	109
4.4	Courbes de concentration cumulées d'essais de traçage au point d'injection P6	110
4.5	Comparaison entre les courbes de concentration cumulées issues d'une contamination au point P6 avec les probabilités simulées par la zone de capture transitoire.	110
4.6	Géométrie des modèles utilisés dans ce chapitre avec la localisation du puits et des points d'observation. Les coordonnées figurent dans le tableau A.1 en annexe.	112
4.7	Exemples de fonctions périodiques symétriques.	113
4.8	Exemple de fluctuation périodique, asymétrique et opposée.	114
4.9	Evolution temporelle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ et comparaison de trois méthodes pour considérer l'axe du temps.	115
4.10	Deux procédés pour définir le moment d'injection t_{cont} , relatif à la période de fluctuation P_u	116
4.11	Fluctuation temporelle des conditions de charges imposées sur la limite aval et sur la limite amont	118
4.12	Représentation schématique des zones de capture en fonction des valeurs des conditions aux limites.	119
4.13	Conditions aux limites pour les écoulements et le transport pour le modèle sans infiltrations latérales.	121
4.14	Evolution de la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement permanent et de transport transitoire	122
4.15	Evolution de la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement transitoire	123
4.16	Effet du déphasage de la fluctuation des conditions aux limites φ_H , sur l'évolution temporelle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ simulées au point P6.	124

4.17	Comparaison entre l'évolution $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement transitoire avec les courbes de concentration cumulée résultant de 10 essais de traçage aux points P5, P6, P7 et P12. . .	125
4.18	Comparaison entre l'évolution de $p(\mathbf{x}, t)$ en P6 en régime d'écoulement transitoire avec les taux de restitution m issus de 300 essais de traçage au point P6.	127
4.19	Différence entre la probabilité maximale et minimale en fonction de la distance au puits. L'effet de la période de fluctuation s'atténue avec la distance.	128
4.20	Effet de la période de fluctuation des conditions aux limites sur l'évolution de la probabilité aux points P2, P5 et P11. . .	129
4.21	Effet de l'amplitude sur les probabilités simulées au point P6.	131
4.22	Effet de l'amplitude sur l'évolution des probabilités transitoires.	133
4.23	Résultats pour le cas d'une fluctuation asymétrique.	134
4.24	Effet du paramètre de déphasage $\varphi_{H,2}$ sur la symétrie de la fonctions résultante $H(t)$	135
4.25	Effet du paramètre de déphasage $\varphi_{H,2}$ sur les probabilités transitoires aux points P3 et P6.	136
4.26	Carte du log décimal des conductivités hydrauliques utilisé pour les simulation en milieu hétérogène.	137
4.27	Comparaison entre l'évolution transitoire de la zone de capture au point P3 avec les taux de restitution de 30 essais de traçage, pour le milieu hétérogène représentée par la figure 4.26	139
4.28	Evolution de la zone de capture transitoire en milieu hétérogène pendant une période de la phase stationnaire.	140
4.29	Conditions aux limites pour les écoulements et le transport pour le modèle avec infiltrations latérales.	142
4.30	Evolution des probabilités pour les points P1, P2, P3, P4, P7 et P9 dans un champ d'écoulement transitoire avec des fluctuations des infiltrations latérales.	143
4.31	Représentation schématique d'un cas de contamination pérenne en régime d'écoulement transitoire.	145
4.32	Conditions aux limites pour les simulations de contamination pérenne.	147
4.33	Concentrations relatives simulées au puits, pour trois périodes de fluctuations.	149

4.34	Simulation d'une pollution pérenne en imposant un terme source massique $\dot{m}_o = 0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$. Le champ d'écoulement est transitoire ($P=300 \text{ j}$; $A=10 \text{ m}$). Cas d'une source alignée par rapport au puits de captage.	150
4.35	Simulation d'une pollution pérenne en imposant un terme source massique de $0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$. Le champ d'écoulement est transitoire ($P=300 \text{ j}$; $A=10 \text{ m}$). Cas d'une source décalée par rapport au puits de captage.	151
4.36	A. Courbes de restitution normalisées $F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t)$ de 30 essais de traçage en P6 (avant) dont les temps d'injection sont décalés de 30 j les uns des autres. B. Somme de l'ensemble des courbes de restitution et comparaison avec une injection continue (terme source massique de $\dot{m}_o = 1 \text{ kg/j}$). C. Courbes de restitution cumulées de chacun des 30 essais de traçage et comparaison avec le champ de probabilité arrière.	152
4.37	A. Fonctions de transfert « arrières » au point d'observation P6, correspondant à des injections de masse unitaire $M_0=1 \text{ kg}$ au puits à des temps t_i espacés d'un intervalle Δt_i . B. Somme des fonctions de transfert ($\times \Delta t_i=30 \text{ j}$). Comparaison avec le champ de probabilité obtenu avec une condition aux limites $P = 1$. C. Intégrale par rapport au temps t de chaque fonction de transfert et comparaison avec la courbe de concentration relative (obtenue en « avant » avec $\dot{m}_o = 1 \text{ kg/j}$).	155
4.38	A. Fonctions de transfert « arrières » au point d'observation P8, correspondant à des injections de masse unitaire $M_0=1 \text{ kg}$ au puits à des temps t_i espacés d'un intervalle Δt_i . B. Somme des fonctions de transfert ($\times \Delta t_i=30 \text{ j}$). Comparaison avec le champ de probabilité obtenu avec une condition aux limites $P = 1$. C. Intégrale par rapport au temps t de chaque fonction de transfert et comparaison avec la courbe de concentration relative (obtenue en « avant » avec $\dot{m}_o = 1 \text{ kg/j}$).	156
4.39	Coupes transversales du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$. Augmentation de l'extension latérale de la zone de capture par effets de dispersion et d'advection.	159
4.40	Ecarts de probabilité en fonction de la distance et comparaison avec le temps de transit moyen.	161
4.41	Plage de fréquences, définie par le rapport κ entre le temps de séjour moyen τ et la période de fluctuation P pendant laquelle le régime transitoire devrait être pris en considération.	162

5.1	Coupes transversales théoriques dans l'axe d'écoulement vers le puits des champs de probabilité en régimes d'écoulement permanents de basses, moyennes et hautes eaux ainsi que des champs composites transitoires maximaux et minimaux. . . .	176
5.2	Distributions longitudinales (A) et transversales (B) théoriques des écarts absolus et relatifs pour deux conditions d'écoulement distinctes définies par les flux hydrauliques F_1 et F_2 . .	178
5.3	Représentation schématique d'un champ de probabilité dans (a) un cas de régime permanent « A » de basses eaux, (b) un cas de régime permanent « B » de hautes eaux, et (c) un cas équivalent où le champ de probabilité p_B est simulé dans le cas du régime d'écoulement A avec un débit équivalent $Q_{A \rightarrow B}$ inférieur à Q_w	182
5.4	Représentation schématique de la zone de capture et de la zone d'appel y déterminée par bilan de flux.	183
5.5	Zones de capture en régime d'écoulement permanent. a) Champ de probabilité en situation de basses eaux ($H_L = 45$ m). b) Champ de probabilité en situation de hautes eaux ($H_L = 35$ m). c) Ecart absolu Δp_{steady} . d) Ecart relatif δp_{steady} . . .	189
5.6	a. Comparaison entre la zone de capture permanente de hautes eaux et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow HE}$. b. Comparaison entre la zone de capture permanente de basses eaux et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow BE}$	191
5.7	Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régime permanent et transitoire ($P_H = 300$ j et $H_A = 5$ m). . .	193
5.8	A. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire maximale (amplitude 5 m) et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow \text{max}}$. B. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire minimale (amplitude 5 m) et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow \text{min}}$. . .	194
5.9	Comparaison entre les zones de capture composites transitoires et les zones de capture permanentes obtenues avec des débits de pompage équivalents. A) Situation de basses eaux. B) Situation de hautes eaux.	198

6.1	Carte de localisation géographique et géologique de l'aquifère du Seeland dans le Nord-Ouest de la Suisse (modifié d'après Cornaton (2004)).	211
6.2	Evolution temporelle du débit de pompage du captage SWG 1950 ainsi que de la moyenne journalière.	214
6.3	Limnigramme type de l'Ancienne Aar pour l'année de référence 1992.	215
6.4	Données pluviométriques pour l'année de référence 1992. Hauteurs d'eau infiltrées par jour, basées sur les hauteurs des précipitations journalières à la station Lyss R001 (ARA).	216
6.5	Zone de capture en régime d'écoulement moyen permanent du puits SWG 1950 à Worben.	218
6.6	Localisation des points d'observation, des puits de captage et des cours d'eau pour le modèle du Seeland, et types de conditions aux limites.	220
6.7	Evolution temporelle des charges hydrauliques [m] pour onze points d'observation dont le puits de captage de Worben et comparaison avec l'évolution (A) des débits de pompage [m^3/j], (B) des précipitations [mm] et (C) des niveaux d'eau dans l'Ancienne Aar [m].	221
6.8	Comparaison entre l'évolution transitoire de la zone de capture du puits de Worben simulée au noeud 3044 avec les taux de restitution de 15 essais de traçage au même noeud.	223
6.9	Essais de traçage au noeud 3044 dont les injections sont effectuées aux temps 10, 70, 130, 210, 270 et 330 jours. A. Evolution des charges hydrauliques en différents points d'observation. B. Evolution de la concentration au point d'injection. C. Courbes de restitution au captage SWG 1950.	224
6.10	Ecart entre probabilité de capture composite maximale et la probabilité annuelle moyenne.	225
6.11	Evolution temporelle des charges hydrauliques (A) et des probabilités (B) simulées en régime d'écoulement « arrière » périodique, pendant 33 ans.	226
6.12	Evolution temporelle des charges hydrauliques (A) et des probabilités (B) simulées en régime d'écoulement arrière périodique, sur une période de 2 ans.	227

6.13	A. Zone de capture transitoire pour le captage SWG 1950 de Worben, après 33 ans de simulation. B. Zone de capture composite maximale. C. Ecart absolu de probabilité entre la zone de capture maximale et transitoire illustrée en A. . . .	228
6.14	Evolution temporelle de la probabilité simulée au noeud 2757 et comparaison avec (A) les infiltrations directes par les précipitations, (B) le niveau de l'Ancienne Aar, (C) les débits de pompage et (D) les charges hydrauliques simulées au puits et au noeud 2757.	229
6.15	Evolution temporelle des charges hydrauliques et des probabilités au puits de captage SWG 1950 et pour trois points d'observation situé à proximité immédiate du puits.	230
6.16	Comparaison de la zone de capture transitoire en période de faible débit de pompage avec les zones de capture permanentes de moyennes eaux (lignes noires) et de basses eaux (lignes blanches).	231
6.17	Comparaison des zones de capture temporelles à 10 j calculées en régimes permanents de hautes, moyennes et basses eaux, avec les zones calculées en régime d'écoulement transitoire réparties à différent instants de l'année hydrologique. La moyenne est calculée sur la base de la série temporelle complète et ne correspond pas nécessairement à la moyenne entre les deux extrêmes.	232
B.1	Zones de capture permanentes pour différentes valeurs de charges imposées sur la limite aval $H_L(t)$ du domaine. Le milieu est considéré comme homogène.	274
B.2	Zones de capture permanentes pour différentes valeurs de charges imposées sur la limite aval $H_L(t)$ du domaine. Le milieu est considéré comme hétérogène.	275
B.3	Cartes des probabilités de capture pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L}=300$ j et une amplitude de $H_A=5$ m.	276
B.4	Cartes des probabilités de capture pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L}=300$ j et une amplitude de $H_A=10$ m.	277
B.5	Cartes des probabilités de capture pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L}=300$ j et une amplitude de $H_A=15$ m.	278

B.6	Evolution transitoire du champs de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ dans un système avec des infiltrations latérales qui fluctuent périodiquement dans le temps.	279
D.1	Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régimes permanents et transitoires ($P_H = 300$ j et $H_A = 10$ m). Cas d'un milieu homogène.	288
D.2	A. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire maximale (amplitude 10 m) et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow \max}$. B) Comparaison entre la zone de capture composite transitoire minimale (amplitude 10 m) et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow \min}$	289
D.3	Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régimes permanents et transitoires ($P_H = 300$ j et $H_A = 10$ m). Cas d'un milieu hétérogène.	290
E.1	Cartes piézométriques et zones de capture de captage SWG 1950 en périodes de fort et de faible débit de pompage.	292

Liste des tableaux

3.1	Valeurs des quatre critères de vulnérabilité pour les régimes permanents de moyennes, basses et hautes eaux pour différentes amplitudes. Le point d'observation est localisé à 100 m du point d'injection.	59
3.2	Concentrations maximales $c_{\max}$ g/m ³ simulées à 100 m du point d'injection en fonction de la période et de l'amplitude. .	62
3.3	Temps d'arrivée $t_{c,\max}$ j du pic de concentration maximale à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période.	63
3.4	Temps $t_{c,l}$ j auquel la valeur seuil $c_l > 1$ g/m ³ est dépassée en un point d'observation localisé à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période.	66
3.5	Durée pendant laquelle la valeur seuil $c > 1$ g/m ³ est dépassée à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période.	68
3.6	Concentrations maximales $c_{\max}$ simulées au point $x_s = < 100; 0 >$ m en fonction de la période et de l'amplitude pour une configuration d'écoulement 2D horizontal.	74
3.7	Temps d'arrivée $t_{c,\max}$ du pic de concentration maximale à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période, en configuration 2D horizontal.	75
3.8	Instant $t_{c,l}$ auquel la valeur seuil $c_l > 0.1$ g/m ³ est dépassée. Le point d'observation est à 100 m du point d'injection. . . .	76
3.9	Durée pendant laquelle la valeur seuil $c > 1$ g/m ³ est dépassée à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période, en configuration 2D-horizontal. . .	77
3.10	Quantité de masse comprise dans l'ellipse qui délimite un multiple N des écarts-type dans les deux dimensions de la distribution.	90

3.11	Synthèse des paramètres des ellipses correspondant à un écart-type de la distribution du panache, pour les cas illustrés par la figure 3.16.	94
3.12	Coordonnées du centre de masse $\langle x_c; y_c \rangle$ au temps t_i et détermination des coefficients de dispersivité longitudinale et transversale apparents.	95
4.1	Taux de restitution maximum et minimum parmi 40 essais de traçage en quatre points d'injection.	126
4.2	Comparaison entre les probabilités maximales et minimales obtenues en régime d'écoulement transitoire avec les taux de restitution d'essais de traçage.	126
4.3	Effet de l'amplitude sur les taux de restitution ainsi que sur les probabilités de capture en régime d'écoulement transitoire : exemple du point P6.	132
4.4	Probabilité de sortie pour le modèle hétérogène et comparaison avec les taux de restitution pour le point P6	138
4.5	Synthèse de la terminologie utilisée dans la section 4.5.	154
4.6	Synthèse des équations présentées dans la section 4.5.	154
5.1	Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu homogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 5 m. . .	193
5.2	Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B. En transitoire, l'amplitude des fluctuation est de 5 m et la période de 300 j.	196
5.3	Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu hétérogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 10 m. .	197
6.1	Débits de pompage annuels moyens utilisés pour simuler la zone de capture en régime d'écoulement permanent moyen. .	214
A.1	Coordonnées des 12 points d'observation et du puits de pompage pour les simulations du chapitre 4.	266

A.2	Probabilité qu'une particule atteigne le puits dans le modèle sans infiltrations latérales : effet de la période de fluctuation des charges hydrauliques sur la limite avale, P_H	267
A.3	Comparaison entre les probabilités en régime transitoire et en régime permanent dans le modèle sans inversions latérales : effet de la période de fluctuation des charges hydrauliques sur la limite avale, P_H	268
A.4	Taux de restitutions issus de 10 essais de traçage à quatre points d'injection (40 essais au total). En chaque point les essais de traçage sont effectués tous les 30 jours. Cas du modèle sans infiltrations latérales.	269
A.5	Temps [j] nécessaire pour atteindre la phase stationnaire pour différentes périodes de fluctuation P_H de la charge imposée sur la limite avale (avec $H_A=10$ m). Le temps final de chaque simulation est de 900 j, excepté pour $P_H=300$ j où il est prolongé jusqu'à 1800 j. Les données manquantes signifient que les simulations sont stoppées avant d'avoir atteint l'état stationnaire.	270
A.6	Effet de l'amplitude H_A sur les probabilités et les fractions de masses restituées. (modèle sans infiltrations latérales)	271
A.7	Effets du déphasage $\varphi_{H,2}$ de la première harmonique sur les probabilités simulées	272
C.1	Ecarts relatfs entre les probabilités permanentes en conditions de hautes eaux et de basses eaux avec les probabilités maximales et minimales en régime d'écoulement transitoire (amplitude de 10 m).	282
C.2	Ecarts relatfs entre les probabilités permanentes en conditions de hautes eaux et de basses eaux avec les probabilités maximales et minimales en régime d'écoulement transitoire (amplitude de 10 m).	283
C.3	Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu homogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 10 m.	284
C.4	Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B. En transitoire, l'amplitude des fluctuations est de 10 m et la période de 300 j.	284

C.5	Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B en milieu hétérogène. En transitoire, l'amplitude des fluctuations est de 10 m et la période de 300 j.	285
E.1	Coordonnées géographiques des points d'observation pour le modèle du Seeland présenté au chapitre 6	293

« Dans les limites de ses compétences, la Confédération pourvoit à l'utilisation rationnelle des ressources en eau, à leur protection et à la lutte contre l'action dommageable de l'eau. »

Constitution fédérale de la
Confédération suisse

1

Introduction

LE PRINCIPE de la protection de l'eau est ancré dans la Constitution fédérale (art. 76 Cst RS/CH 101). Sur cette base, l'Assemblée fédérale a édicté une loi, entrée en vigueur le 1^{er} novembre 1992, qui a pour but de « protéger les eaux contre toute atteinte nuisible »¹ (Loi fédérale sur la protection des eaux, RS/CH 814.20). La loi vise notamment à préserver la santé des êtres humains, animaux et plantes, à garantir l'approvisionnement en eau potable et à usage industriel ainsi qu'à promouvoir un usage ménager de l'eau (art.1). Elle s'applique tant aux eaux superficielles qu'aux eaux souterraines (art. 2).

La loi sur les eaux est précisée par l'ordonnance sur la protection des eaux (OEaux, RS/CH 814.201), entrée en vigueur le 1^{er} janvier 1999.

Pour atteindre l'objectif de sauvegarde de la qualité des eaux, la législation instaure notamment des mesures d'organisation du territoire (art. 19 à 21 LEaux).

La loi prévoit tout d'abord que les cantons doivent subdiviser leur territoire en *secteurs* de protection des eaux en fonction des risques auxquels sont exposées tant les eaux superficielles que les eaux souterraines (art. 19). Ensuite, et en ce qui concerne les eaux souterraines uniquement, la loi fixe d'une part des *zones*, et d'autre part des *périmètres* de protection (art. 20 et 21). Le travail présenté dans cette thèse se concentre sur les *secteurs* et les *zones* de protection des eaux souterraines.

¹La première loi fédérale sur la protection des eaux date de 1971. Elle mettait l'accent sur la sauvegarde de la qualité des eaux.

Les principes exposés dans les art. 19 à 21 sont explicités à l’art. 29 OEaux ainsi qu’à l’annexe 4 de cette même ordonnance.

L’ordonnance exige que les cantons déterminent les *secteurs particulièrement menacés*, au nombre desquels se trouvent le secteur A_u « *destiné à protéger les eaux souterraines exploitables* » et le secteur A_o « *destiné à protéger la qualité des eaux superficielles* » (art. 29 al. 1). L’ordonnance définit de surcroît l’aire d’alimentation Z_u « *destinée à protéger la qualité des eaux qui alimentent les captages d’intérêt public, existants et prévus, si l’eau est polluée par des substances dont la dégradation ou la rétention sont insuffisantes, ou si de telles substances présentent un danger concret de pollution* ». Finalement elle définit l’aire d’alimentation Z_o « *destinée à protéger la qualité des eaux superficielles, si l’eau est polluée par des produits phytosanitaires ou des éléments fertilisants, entraînés par ruissellement* » (art. 29 al. 1). Concernant les secteurs de protection des eaux, la présente étude se concentre uniquement sur l’aire d’alimentation Z_u .

Par ailleurs, l’ordonnance exige que les cantons délimitent les *zones de protection* des eaux souterraines (art. 29 al. 2). La loi prévoit que les cantons fixent les restrictions au droit de propriété qui sont nécessaires au respect des zones de protection.

Les *mesures d’organisation du territoire* sont détaillées à l’annexe 4 de l’ordonnance. La première partie de l’ordonnance détermine les *secteurs* de protection des eaux particulièrement menacés et donne des indications pour la délimitation des zones de protection des eaux souterraines. Les secteurs sont définis aux chiffres 111 ss et les zones aux chiffres 121 ss. La seconde partie de l’annexe 4 explicite les mesures de protection des eaux, aux chiffres 211 ss en ce qui concerne les secteurs et aux chiffres 221 ss en ce qui concerne les zones.

L’aire d’alimentation Z_u est définie au chiffre 113 comme « *la zone où se reforme, à l’étiage, environ 90% des eaux du sous-sol pouvant être prélevées au maximum par un captage. Lorsque la détermination de la zone exige un travail disproportionné, l’aire d’alimentation Z_u couvre tout le bassin d’alimentation du captage* ».

Selon le chiffre 121, les zones de protection sont au nombre de trois à savoir, la zone de captage (zone S1), la zone de protection rapprochée (zone S2) et la zone de protection éloignée (zone S3). L’ordonnance précise que, pour les eaux du sous-sol présentes dans les roches meubles, le dimensionnement des zones S2 et S3 est déterminé (1) par la quantité maximale pouvant être prélevée et (2) sur la base d’une situation d’étiage². Chaque zone a un objectif particulier. Nous nous concentrons sur la zone S2 (chiffre 123), à savoir la

²L’ordonnance pose également des bases de dimensionnement pour les milieux karstiques ou fissurés. Ce thème n’est toutefois pas abordé dans la présente contribution.

zone de protection rapprochée. Celle-ci a notamment pour objectif d'empêcher que des germes ou des virus pénètrent dans le captage ou l'installation d'alimentation artificielle. Cette zone est dimensionnée de sorte que (1) la durée d'écoulement des eaux du sous-sol de la limite extérieure de la zone S2 au captage soit de 10 jours au moins et (2) que la distance entre la zone S2 et la limite extérieure de la zone S1 dans le sens d'écoulement soit de 100 mètres au moins. Selon l'ordonnance, cette distance peut être inférieure si les études hydrogéologiques permettent de prouver que le captage est aussi bien protégé par des couches de couverture peu perméables et intactes. Quant à la zone S3, elle doit garantir qu'en cas de danger imminent (l'ordonnance cite comme exemple les cas d'accident impliquant des substances pouvant polluer les eaux), on dispose de suffisamment de temps et d'espace pour prendre les mesures qui s'imposent. La distance entre la limite extérieure de la zone S2 et celle de la zone S3 doit en règle générale être aussi grande que la distance entre la zone S1 et la limite extérieure de la zone S2 (chiffre 124).

Passons maintenant aux mesures de protection des eaux. Concernant les aires d'alimentation Z_u (chiffre 212), l'annexe prévoit un certain nombre de mesures qui sont applicables uniquement lorsque les eaux sont polluées par l'exploitation des sols du fait de l'entraînement par le ruissellement et par la lixiviation de substances telles que des produits phytosanitaires ou des engrais. Au nombre de ces mesures, l'ordonnance autorise les cantons à restreindre l'utilisation des produits phytosanitaires et des engrais en limitant les teneurs, concentrations ou valeurs limites selon le type de produit. Elle prévoit également la possibilité de limiter l'activité agricole (chiffre 212). Concernant les zones de protection, l'ordonnance interdit un certain nombre d'activités et l'implantation de certains ouvrages (chiffre 221). Les mesures de protection sont de plus en plus contraignantes de la zone S3 à la zone S1.

Les procédures à suivre pour délimiter le secteur de protection des eaux A_u , l'aire d'alimentation Z_u ainsi que les zones de protection des eaux souterraines (S1, S2, S3) sont décrits dans l'aide à l'exécution éditée par la Confédération (OFEFP, 2004).

La délimitation de l'aire Z_u requiert l'application de méthodes de dimensionnement qui sont décrites en détail dans le guide de recommandations édité par les autorités fédérales (Bussard et al., 2004). Ces méthodes sont (1) de type graphique, (2) de type analytique et (3) de type numérique.

Les méthodes graphiques délimitent le bassin d'alimentation du captage par interpolation des niveaux piézométriques et en déduisant les directions d'écoulement tandis que les méthodes analytiques permettent de calculer les dimensions de la zone d'appel à l'aide de formules analytiques (milieu homogène, écoulement 2D-horizontal, épaisseur constante, ...). Les méthodes analytiques sont restreintes à des configurations simples. Quant aux méthodes numériques, elles permettent de calculer les bassins d'alimentation

en configuration quelconque en résolvant les équations de transport à l'aide des méthodes numériques classiques.

Bussard et al. (2004) retiennent trois méthodes principales dans cette dernière catégorie. La première est la plus courante. Il s'agit de la méthode de traçage de particules qui prend en compte les processus advectifs uniquement. La deuxième méthode est une généralisation de la précédente au transport advectif-dispersif qui considère la dispersion comme un processus stochastique de marche aléatoire (Kinzelbach et al., 1992). Finalement, la troisième méthode concerne la méthode de résolution de l'équation d'advection-dispersion en inversant le champ de vitesse. Les deux dernières méthodes sont dites « arrières en temps » et permettent d'obtenir le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule localisée au point $\mathbf{x}$ soit captée par l'ouvrage en un temps inférieur à t .

Objectifs du travail

La législation visant à protéger les biens et personnes de toute nuisance, englobe les situations les plus extrêmes. Dans cette optique, les aires d'alimentation sont tout naturellement définies par rapport aux conditions hydrogéologiques les plus défavorables à savoir *le débit maximum de pompage* d'une part et, d'autre part, la *situation d'étiage*. Cette dernière est la période pendant laquelle l'alimentation de la nappe est minimale. Pour ces deux situations, les dimensions de la zone de capture sont maximales tandis que les risques de pollution du puits sont minimaux.

Ces mesures de protection sont non seulement basées sur des conditions extrêmes, mais sous-entendent de surcroît qu'elles peuvent être obtenues en conditions permanentes. Si une telle approche optimise la qualité de la protection, elle augmente dans le même temps et de façon non négligeable les impacts socio-économiques dus aux mesures de protection imposées par la législation.

Les bases de dimensionnement sont donc revues dans les aides à l'exécution de la Confédération ((Bussard et al., 2004; OFEFP, 2004) qui recommandent de dimensionner les aires d'alimentation Z_u des puits sur la base des *conditions d'alimentation moyennes* et des *conditions moyennes de pompage*.

L'objectif premier de la présente étude est d'étudier de manière systématique l'influence des variations temporelles des conditions hydrologiques sur les mesures d'organisation du territoire dans le contexte de la protection des ouvrages d'approvisionnement en eau potable. La présente contribution se concentre sur les aires d'alimentation Z_u ainsi que sur la zone de protection S2 en terrain meuble. La très bonne compréhension du comportement de

substances dissoutes en milieu poreux et en régime d'écoulement transitoire s'avère préalablement nécessaire.

Le second objectif de ce travail est de déterminer des paramètres équivalents qui permettent de simuler en régime permanent les effets advectifs et dispersifs induits par le régime transitoire. Cette démarche offre les avantages suivants. D'une part elle réduit la complexité des modèles et, d'autre part, elle permet de dimensionner les zones et secteurs de protection des eaux en conditions d'écoulement réelles, limitant ainsi les impacts négatifs inutiles liés à un surdimensionnement.

Dans la présente étude, les aires d'alimentation sont délimitées par la méthode numérique probabiliste par inversion du champ de vitesse. La validité de cette méthode a été démontrée mathématiquement en régime d'écoulement permanent avec ou sans apport par les précipitations. Dans ce travail, cette méthode est étendue au régime d'écoulement transitoire. La démonstration mathématique n'est pas réalisée et la vérification de cette méthode est effectuée de manière empirique uniquement.

Les mesures d'organisation du territoire sont décrites dans le présent document en utilisant la dénomination de *zone de capture* qui est traduite de l'anglais *capture zone*. Cette dénomination est tirée de l'hydraulique et a été utilisée initialement en hydrogéologie dans une optique de décontamination des nappes d'eau souterraines par capture directe des eaux polluées par débits de pompage. Par extension, cette notion de zone de capture est employée ici dans une problématique plus large et est tout à fait équivalente à la portion de la nappe qui alimente le captage. Pour délimiter l'aire d'alimentation Z_u à partir des bassins d'alimentation, les méthodes de dimensionnement de la zone de 90% décrites par Bussard et al. (2004) doivent ensuite être appliquées. Les *zones de capture temporelles* sont des formes de zones de capture définies par rapport à la durée que met une particule pour migrer de la limite extérieure de la zone jusqu'au captage. En ce sens, la zone de protection S2 est une zone de capture temporelle à 10 j.

Structure

Le chapitre 2 comprend une introduction théorique générale sur les méthodes employées qui résume l'état actuel de la recherche et qui introduit la notion de champ de probabilité basée sur la forme adjointe de l'équation d'advection-diffusion. Le chapitre 2 comprend également un exemple d'application des méthodes de délimitation des « zones de capture » au contexte particulier lié à la problématique de la formation des gîtes métallifères.

Dans le chapitre 3, les processus de transport sont étudiés à l'aide de solutions analytiques qui sont valables en configurations 1D et 2D-horizontale

et où les écoulements restent toujours parallèles aux axes principaux. Des nouvelles solutions analytiques sont ensuite présentées afin d'étendre les analyses à des cas plus généraux où la direction des écoulements est quelconque et où elle peut varier temporellement. Les effets de dispersion apparente sont ainsi mis en évidence. La notion d'isoligne de masse cumulée est également présentée.

Dans le chapitre 4, les recherches se focalisent sur l'analyse des effets du régime d'écoulement transitoire sur les dimensions des zones de capture. Par cette analyse, la problématique liée aux mesures d'organisation du territoire liées à la protection des ouvrages d'alimentation en eau souterraine est ainsi abordée. Dans ce chapitre, les champs d'écoulement ne sont plus uniformes et les solutions analytiques du chapitre 3 ne sont plus valables. Les processus de transport sont donc analysés par des méthodes numériques en éléments finis. Les effets des variations temporelles des conditions aux limites sur les champs de probabilité « arrières » sont analysés de manière exhaustive par des méthodes empiriques qui simulent principalement des scénarios de contamination accidentelle. Quelques cas de contamination diffuse sont également présentés.

Dans le chapitre 5, des méthodes sont développées afin de calculer des débits de pompage équivalents qui simulent, en régime d'écoulement permanent, les effets induits par les fluctuations transitoires.

Toutes ces méthodes sont finalement appliquées, dans le chapitre 6, au cas du puits de Worben dans l'aquifère du Seeland (Suisse occidentale). La zone de capture transitoire du captage est analysée en prenant en considération les fluctuations périodiques du débit de pompage, des précipitations et des niveaux limnimétriques de l'Ancienne Aar.

L'analyse des implications pratiques que pourraient avoir les résultats obtenus dans cette étude constitue la conclusion de la présente contribution. Une méthodologie est proposée afin d'inclure les aspects transitoires dans la méthodologie de dimensionnement des mesures d'organisation du territoire, dans l'optique de diminuer les impacts socio-économiques liés à de telles mesures.

Bibliographie

- Bussard, T., Tacher, L., Parriaux, A., Bayard, D., Maitre, V., 2004. Dimensionnement de aires d'alimentation Zu. document de base. Documents Environnement OFEFP 183, 143p., Berne.
- Kinzelbach, W., Marburger, M., Chiang, W.-H., 1992. Determination of groundwater catchement areas in two and three spatial dimensions. Journal of Hydrology 134, 221 :246.
- LEaux, 1991. Loi fédérale du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux (LEaux).
- OEaux, 1998. Ordonnance du 28 octobre 1998 sur le protection des eaux (OEaux).
- OFEFP, 2004. Instructions pratiques pour la protection des eaux souterraines. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage, 141 p.

2

Du régime permanent au régime transitoire

2.1 Introduction

Tout aquifère est un système naturel qui évolue continuellement dans le temps pour s'adapter aux modifications du milieu environnant dans le but d'atteindre un nouvel état d'équilibre.

Les systèmes aquifères se modifient soit pour des raisons naturelles (tels que les changements climatiques, les conditions météorologiques) soit pour des raisons directement liées à l'activité humaine, comme les débits d'exploitation de nappes d'eau souterraine. Dans certains cas, ces fluctuations sont soudaines ou discontinues (implantation d'un ouvrage souterrain, tremblements de terre,...) et peuvent modifier de manière permanente les conditions d'écoulement. Dans d'autres cas, ces fluctuations ont un caractère périodique, c'est-à-dire qu'elles se répètent cycliquement. L'intervalle de temps est caractérisé par *le temps de retour* pour les processus discontinus et événementiels et par *la période de fluctuation* pour les processus continus périodiques. L'objet de ce travail est d'analyser les effets des fluctuations périodiques sur les écoulements souterrains et processus de transport.

Comme c'est le cas pour tous les systèmes géologiques au sens large, y compris les systèmes hydrologiques, ces processus cycliques se produisent à toutes les échelles de temps et d'espace avec des périodes de fluctuation allant de quelques secondes pour les vagues à quelques centaines de millions d'années pour les cycles orogéniques et leurs implications sur l'évolution de grandes unités géologiques et de systèmes d'écoulement à grande échelle.

Il est nécessaire, dans toute étude de système naturel, d'évaluer préalablement l'impact de tous les processus cycliques et de déterminer si leur prise en considération est pertinente ou pas, en comparant l'échelle de temps des phénomènes cycliques avec celle des processus étudiés.

Dans le contexte des systèmes aquifères, cette échelle de temps est différente pour les écoulements et pour les processus de transport. En raison de la capacité d'amortissement des systèmes aquifères l'échelle de temps est définie par la capacité de ceux-ci à répondre aux fluctuations des conditions hydrologiques. Celles-ci dépendent des propriétés capacitives et conductives de l'aquifère ainsi que de ses dimensions spatiales.

La distance à laquelle les processus sont amortis dépend de plus de la période et de l'amplitude des oscillations.

Pour les processus de transport, la distance d'amortissement dépend de la notion de temps de transit des particules, c'est-à-dire du temps qu'elles mettent pour couvrir la distance qui sépare un exutoire donné (rivière, puits de captage,...) des zones de recharge.

Dans ce chapitre, les causes de variations temporelles des conditions d'écoulement sont passées en revue. Les notions de réactivité des aquifères et de temps de transit sont ensuite rappelées. Leurs effets respectifs sur les processus de transport de substances dissoutes sont finalement commentés. Les analyses quantitatives seront effectuées dans le chapitre 3.

2.2 Généralités

2.2.1 Causes des variations des conditions d'écoulement

Cycles astronomiques

En premier lieu, les aquifères font partie intégrante du système terrestre et subissent, comme tout système naturel ou artificiel, les conséquences directes ou indirectes des cycles astronomiques.

La Terre tourne sur elle-même en 23h54min sur un axe oblique de 23.5° et autour du soleil en 365.25 j. Ces deux mouvements sont à l'origine des fluctuations journalières et saisonnières des températures qui vont influencer les conditions météorologiques à échelle locale, régionale ou mondiale. Ainsi, il n'est pas étonnant que les quantités de précipitations ainsi que les niveaux limnimétriques des cours d'eau naturels expriment un caractère cyclique journalier et saisonnier.

La Lune tourne autour de la Terre en 27 j, mouvement qui par effet de gravitation est à l'origine des marées. Sans entrer dans les détails, l'amplitude de

celles-ci dépend des positions relatives de la Terre, de la Lune et du Soleil et fluctue ainsi sur des périodes de 0.52, 14.7, 27.5 et de ~ 180 j. Les marnages les plus importants se produisent deux fois par an aux équinoxes. Les effets des marées ont une influence directe sur les aquifères côtiers ainsi que sur certains aquifères fissurés continentaux (marées terrestres) (Tacher et al., 1993).

Des cycles de 18.6 ans dans les intensités de précipitations ont pu être mis en évidence aux USA. Ils ont été interprétés comme des effets liés aux cycles solaires et lunaires (Currie et O'Brien, 1992).

Les modifications de l'excentricité de la trajectoire elliptique de la Terre autour du Soleil, combinées avec les modifications de l'obliquité de l'axe de rotation de la Terre (mouvements de précession et de nutation) sont à l'origine des cycles de Milankovitch dont les périodes sont de 22'000, 41'000 et 100'000 ans.

Les variations des isotopes stables d'oxygène ($^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$) mesurées dans les carottes glaciaires ou dans les sédiments ont confirmé l'importance de ces cycles dans les variations climatiques globales et à plus long terme. Les variations de température vont avoir des implications importantes sur tous les aspects du cycle de l'eau, avec des modifications du taux de précipitations, du taux d'évapotranspiration, du volume d'eau stocké sous forme de neige ou de glace, du taux d'infiltration dans les eaux souterraines, du niveau moyen des cours d'eau et finalement des interactions nappes-rivières (Allen et al., 2004). Ces fluctuations climatiques sont également responsables des glaciations qui se produisirent pendant le Quaternaire. Pendant ces périodes, l'extension des calottes glaciaires peut influencer considérablement la mise en charge des systèmes d'écoulement et de modifier leur organisation à large échelle (Boulton et al., 1996). Conséquences directes des glaciations, les variations eustatiques des mers et océans varient considérablement dans le temps, avec des abaissements de plusieurs centaines de mètres par rapport au niveau actuel, qui ont pu atteindre jusqu'à 1000-1500 m pendant le Messinien (5.5 millions d'années). Ces modifications du niveau marin moyen modifient la ligne de base des réseaux hydrologiques continentaux en accentuant ou réduisant les processus d'érosion ou de sédimentation. Ces processus peuvent considérablement modifier tous les systèmes d'écoulement, mais en particulier ceux des aquifères côtiers. Ces fluctuations à très long terme des conditions régionales de recharge expliquent également l'origine des importantes réserves d'eau douce à grande profondeur dans les régions désertiques subsahariennes (aquifères fossiles).

Cycles orogéniques

En complément à ces mouvements d'origine astronomique, la Terre elle-même est en constante évolution de par les mouvements de convection magmatique dans l'asténosphère, moteur de la tectonique des plaques et de la dérive des continents. Ces mouvements tectoniques sont responsables à large échelle des cycles orogéniques qui se déroulent de manière continue sur des échelles de plusieurs dizaines voire de centaines de millions d'années. Paradoxalement, ces mouvements se manifestent également de manière catastrophiques avec des temps de retour très rythmés (tremblements de terre). Ces cycles orogéniques ont une importance majeure dans les circulations de fluides à l'échelle des grandes unités géologiques dont les moteurs principaux sont la gravité (par différence d'altitude) ainsi que les pressions différentielles exercées par les forces tectoniques. De nombreux systèmes hydrogéologiques, tels que certains systèmes hydrothermaux, sont ainsi actifs uniquement lorsqu'un relief est existant (phase orogénique active) et passifs entre deux cycles orogéniques quand les chaînes de montagnes sont à l'état de pénéplaine. La paléohydrogéologie est la science qui décrit les anciens systèmes d'écoulement qui ne sont plus actifs. Un exemple d'étude sur la paléohydrogéologie d'un gisement métallifère est illustré à la fin de ce chapitre.

Propriétés physiques de l'aquifère

Les conditions d'écoulement sont également étroitement contrôlées par les paramètres physiques des roches aquifères, telles que la porosité et la perméabilité. A nouveau, selon les échelles de temps considérées, ces paramètres ne sont pas constants. Pour des périodes suffisamment longues, ces paramètres sont contrôlés par les processus chimiques de dissolution et de précipitation qui peuvent respectivement augmenter ou diminuer la porosité et la perméabilité. La rapidité à laquelle ces processus se produisent va dépendre de la nature des roches encaissantes, de la nature des fluides et du contexte tectonique. Ces processus peuvent être relativement rapides dans les systèmes calcaires proches de la surface avec tous les processus de karstification ainsi que dans les systèmes hydrothermaux, où la précipitation des minéraux peut considérablement affecter la porosité. Dans des contextes tectoniques actifs, les processus de fracturation ont pour effet de maintenir une certaine porosité et ainsi éviter le colmatage intégrale des roches.

D'autres processus de compaction à l'échelle de bassins sédimentaires, ou de tassement pour les roches meubles de subsurface peuvent également affecter de manière permanente ou temporaire les propriétés physiques des aquifères et donc des systèmes d'écoulement.

Propriétés physiques des fluides

Finalement les derniers facteurs pouvant fluctuer temporellement se trouvent dans les propriétés physiques des fluides eux-mêmes, et particulièrement ceux qui affectent leur densité et leur viscosité par modification de la température ou de leurs teneurs en substances dissoutes. A différentes échelles, ces processus concernent les systèmes aquifères naturels à proximité des mers et des océans dans lesquels la salinité peut varier à l'échelle des temps géologiques ainsi que les systèmes hydrothermaux dont la température des fluides et les concentrations en substances dissoutes peuvent fluctuer à brève ou plus longue échelle de temps.

Facteurs anthropiques

Dans les paragraphes précédents, seules les causes naturelles des variations des conditions d'écoulement ont été décrites. Or l'activité humaine peut également modifier de manière permanente ou cyclique les systèmes d'écoulement. Ainsi, les ouvrages de génie civil, tels que les canalisations, les processus de drainage ou la construction de barrages ou de tunnels, ou la déviation de cours d'eau, peuvent modifier sensiblement les conditions d'infiltration et d'écoulement. Ces modifications sont souvent permanentes à échelle humaine.

Concernant les processus cycliques, l'exploitation des nappes d'eau souterraine par le biais de puits de captage va également modifier de manière cyclique les systèmes d'écoulement. L'activité humaine étant rythmée par les cycles astronomiques, les cyclicités des pompages ou des débits de réinfiltration artificielle sont naturellement cadencées sur ces mêmes rythmes. Ainsi, il est courant de remplir les réservoirs pendant la nuit afin de distribuer l'eau pendant la journée. En période estivale, lorsque l'apport par les précipitations est faible, les débits d'exploitation sont généralement plus élevés qu'en hiver. Cela explique pourquoi les débits de pompage varient la plupart du temps selon des fréquences journalières et saisonnières. Il en est de même pour les cours d'eau dont les débits sont artificiellement contrôlés par les barrages qui répondent aux besoins énergétiques de la population et sont donc rythmés par les jours et les saisons.

D'autres exemples d'activités humaines peuvent également modifier les propriétés physiques des fluides. La densité des fluides peut, par exemple, être modifiée par les lixiviats concentrés si les aquifères sont localisés à proximité de décharges ou de sites pollués. La température des fluides peut, elle, être modifiée à proximité des sites de stockage de déchets nucléaires, ou de centrales thermiques.

2.2.2 Réponse des aquifères aux contraintes périodiques

Les variations de conditions aux limites hydrologiques influencent la distribution des charges hydrauliques à l'intérieur des domaines aquifères à des distances plus ou moins grandes. A partir du moment où les conditions aux limites sont périodiques, les charges hydrauliques vont naturellement osciller par des périodes cadencées sur les conditions aux limites.

Dans la littérature, ces questions sont essentiellement traitées dans les contextes suivants :

1. Aquifères côtiers influencés par les marées (voir p. ex. Carr et Vanderka (1969); Erskine (1991); Sun (1997); Li et Jiao (2003)),
2. Aquifères influencés par les variations limnimétriques des lacs et des cours d'eau (voir p. ex. Pinder et al. (1969); Onyejekwe et al. (1999); Townley (1995); Kim et al. (2000)),
3. Aquifères de surface influencés par les variations journalières et saisonnières de la recharge par les précipitations (voir p. ex. Jacob (1943, 1944); Colville et Holmes (1972); Maasland (1959); Manglik et al. (2004); Michael et al. (2005); Townley (1995); Kim et al. (2000)),
4. Aquifères de surface influencés par les variations journalières et saisonnières liées aux processus d'évaporation au sens large (voir p. ex. Townley (1995)),
5. Aquifères exploités par les ouvrages de captage d'eau souterraines (voir p.ex. (Masterson et al., 2004; Manglik et al., 2004)).

Des solutions analytiques pour décrire la réponse des aquifères aux contraintes périodiques ont été développées pour des configurations très variées. Des solutions existent pour des milieux homogènes ou stratifiés, de dimension finie ou infinie, avec une ou plusieurs conditions aux limites qui fluctuent périodiquement. Les résultats de Ferris (1951, 1963) montrent que pour un domaine semi-infini, les fluctuations des charges hydrauliques dépendent de la diffusivité de l'aquifère, soit du rapport entre la transmissivité T et le coefficient d'emménagement S et qu'elles présentent, par rapport aux conditions aux limites, un déphasage linéaire et une atténuation exponentielle de l'amplitude qui sont tous deux fonction de la distance.

Townley (1995) conclut que pour un milieu homogène, la distance à laquelle les fluctuations des charges hydrauliques sont propagées dépend d'un facteur sans dimension de la forme $L^2 S / TP$, où T est la transmissivité de l'aquifère [L^2/T], P est la période de fluctuation [T], S est le coefficient d'emménagement [-] et L caractérise la dimension spatiale de l'aquifère [L]. En milieu hétérogène ou stratifiés, la propagation des ondes est beaucoup plus complexe. Trefry (1999) montre que la distance dépend des diffusivités propres à chaque couches .

Les modifications des charges hydrauliques liées à l'exploitation des aquifères par les puits de captage suivent les mêmes lois physiques. Ces effets sont mis en évidence dans les équations classiques de Theis et de Jacob. Ces équations montrent que le rayon d'action des captages d'eau souterraine dépend bien du temps et de la diffusivité du système, soit du rapport T/S .

Age et temps de transit des systèmes d'écoulements souterrains

Par définition, le *temps de transit* ou *temps de résidence* correspond au temps qui s'écoule entre le moment où une particule entre dans le domaine aquifère (dans les zones de recharge) et le moment où cette même particule ressort du domaine (dans les zones exutoires).

Dans un même système aquifère, chaque particule qui entre dans le domaine à un point particulier de la zone de recharge, suivra une trajectoire spécifique dont la longueur est différente pour chacune d'elles. Ainsi, pour chacune de ces particules, le temps de résidence sera différent. Dans un même système aquifère, les temps de résidence peuvent être très courts mais également extrêmement longs, selon la nature géologique et l'échelle des systèmes considérés (Fig. 2.1).

La définition des trajectoires se complique lorsque les processus de dispersion et de dilution sont pris en considération. En effet, ceux-ci ont pour effet de mélanger des particules d'âge différent sur des mêmes trajectoires. Par conséquent, en un exutoire donné, l'âge des particules ne sera pas constant mais distribué autour d'un *âge moyen* équivalent au *temps de transit moyen* si les âges sont calculés à l'exutoire du système.

Les âges de l'eau sont alors calculés soit au moyen de méthodes isotopiques soit au moyen de modèles mathématiques analytiques ou numériques.

Les méthodes isotopiques se basent sur des mesures de rapports entre différents isotopes naturels stables ou radioactifs (^{18}O , ^{14}C , ...) ou des teneurs en éléments chimiques d'origine anthropique (CFC, ^3C). Ces isotopes sont considérés comme des traceurs respectivement naturels et artificiels. Ces méthodes sont très nombreuses car chacune d'elles n'est applicable qu'à des eaux dont les âges sont compris dans des plages très spécifiques, et que, dans les systèmes aquifères les temps de transit moyens peuvent varier de quelques jours à quelques millions d'années selon leurs dimensions (Fig. 2.1). Les datations au tritium (^3H) sont, par exemple, basées sur la production de ^3H lors des essais nucléaires et ne permettent donc pas de dater les eaux qui se sont infiltrées avant les années 1950-1960. L'ensemble des méthodes isotopiques de datation des eaux souterraines de tout type d'âge, sont passées en revue par Kazemi et al. (2006).

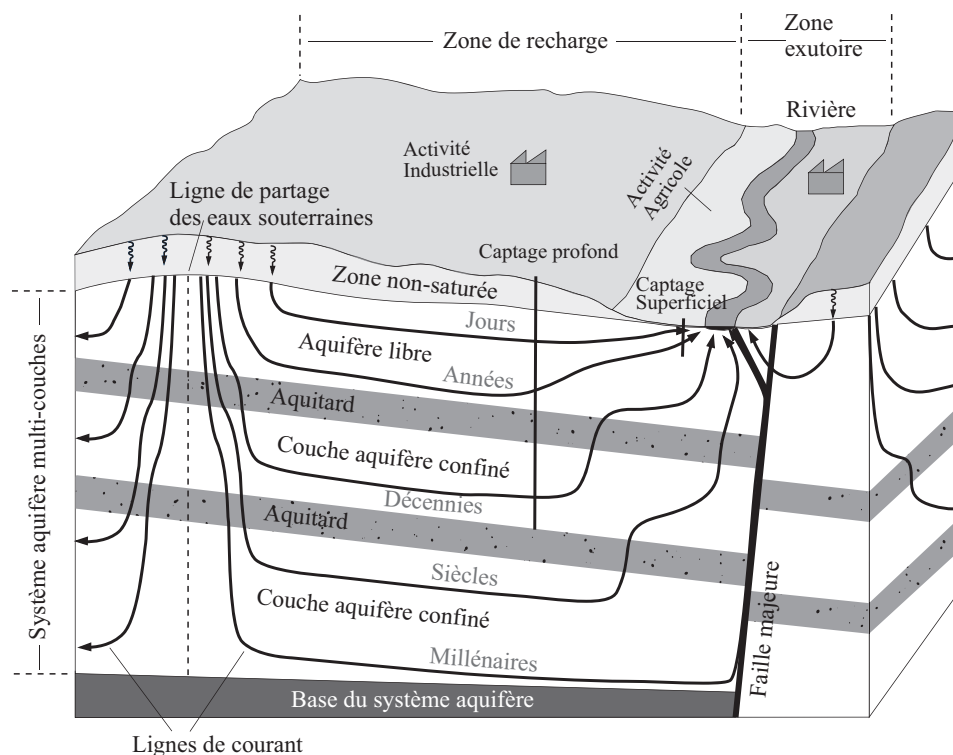


FIG. 2.1 : Représentation schématique d'un système d'écoulement multicouche (d'après Cornaton (2004)).

En parallèle aux méthodes isotopiques qui donnent des âges ou temps de transit moyens, les méthodes analytiques ou numériques permettent de déterminer quantitativement les distributions d'âges et de temps de transit. Ces méthodes sont développées à partir des équations de transport advectif-dispersif. Celles-ci considèrent l'âge comme une substance transportée par les écoulements qui subit les mêmes effets de dispersion et de dilution, et dont la quantité augmente en fonction de la porosité. Cette dernière joue alors comme un terme source amplificateur d'âge (Goode, 1996). Des méthodes combinant ces équations avec la théorie des réservoirs ont récemment été développées afin de déterminer non seulement les temps de transit moyen, mais également la distribution complète des âges à un exutoire donné, et cela quelle que soit la complexité du système (Etcheverry et Perrochet, 2000; Etcheverry, 2001; Cornaton, 2004; Cornaton et Perrochet, 2006a,b). Ces méthodes sont applicables à des domaines dont les zones d'exutoire et les zones d'alimentation sont multiples. Elles sont également valables en milieu homogène ou hétérogène ainsi qu'en configuration 2D ou 3D.

Comme le montre la figure 2.1, les temps de transit peuvent être très variables en fonction de la dimension des systèmes d'écoulement. En Suisse

par exemple, les aquifères alluviaux du Plateau, peu profonds et alimentés par les précipitations ont des temps de transit moyen allant de quelques années à quelques dizaines d'années. Les systèmes hydrothermaux ont des eaux d'un âge variant de quelques centaines d'années à quelques centaines de milliers d'années. Dans les systèmes hydrothermaux de formation des gîtes métallifères tel que présentés plus loin dans ce chapitre, les échelles de temps considérées sont de plusieurs centaines de milliers d'années approchant même du million d'années. Lors de la recherche de site d'entreposage de déchets nucléaires, les zones recherchées ont des temps de transit pouvant également aller jusqu'à plusieurs millions d'années.

L'exposé qui précède met en évidence l'importance des relations entre les périodes de fluctuation et l'échelle de temps des systèmes étudiés. Pour les aquifères, cette notion d'échelle de temps est caractérisée par la notion de temps de transit moyen, soit le temps nécessaire à des particules d'eau ou de substance dissoute pour parcourir la distance entre leur point d'entrée dans le système aquifère et leur point de sortie.

Détermination d'un régime d'écoulement permanent

La prise en considération des fluctuations transitoires décrites précédemment n'est pas toujours possible, soit parce qu'elles sont liées à des contraintes techniques ou financières trop importantes, soit parce qu'elles se déroulent sur des périodes qui sont tout simplement trop longues pour que des variations soient observées et mesurées à échelle humaine.

Ainsi, si les mesures de terrain restent apparemment constantes, les systèmes d'écoulement sont considérés comme des systèmes en équilibre et les processus sont simulés en régime d'écoulement permanent. En réalité si les mesures de terrain ne montrent aucune variation, cela ne signifie pas que ces paramètres sont constants, car comme exposé dans les paragraphes précédents, tout système naturel est en perpétuelle évolution. Cela signifie simplement que ces mesures ne permettent pas de déceler les variations des paramètres sur les échelles de temps considérées. Dans le cas des études prédictives qui ont pour objectif de simuler certains processus dans le futur, la constance des paramètres constitue une hypothèse de travail simplificatrice.

En réalité, la variation ou la constance de ces paramètres est liée au rapport entre la période de fluctuation et l'échelle temporelle des processus étudiés. La figure 2.2 illustre ces propos : cinq fonctions sinusoïdales qui oscillent autour d'une valeur moyenne de 100, dont les amplitudes sont identiques mais où les périodes sont de 20j, 150 j, 600 j, 5 ans et 1000 ans. Dans cet exemple, l'échelle de temps de référence qui, dans le contexte des processus de transport correspond au temps de transit moyen, est de 300 j.

Si les périodes de fluctuation sont plus grandes de plusieurs ordres de grandeur que l'échelle de référence, les processus peuvent être considérés comme constants, sans qu'il soit nécessaire d'établir des conditions moyennes ($T = 1000$ ans dans l'exemple de la figure 2.2).

Si les périodes de fluctuation sont plus grandes d'un ordre de grandeur seulement, les variations des processus sont souvent considérés comme des tendances qui, lorsqu'elles se superposent à d'autres variations de périodes plus courtes, peuvent souvent être déduites par des opérations arithmétiques pour arriver à un signal périodique ou constant ($T = 5$ ans dans l'exemple de la figure 2.2). Ces tendances peuvent également refléter des processus de croissance ou de décroissance non périodiques (telle que pour la décroissance de ^3H , par exemple).

Pour des périodes plus courtes mais toujours supérieures à l'échelle de référence, il est d'usage de considérer les fluctuations de manière simplifiée par des conditions permanentes extrêmes ($T = 600$ j dans l'exemple de la figure 2.2). Dans le contexte des aquifères de surface, ces conditions sont habituellement définies comme *conditions permanentes de hautes eaux* et *permanent de basses eaux*. Cette approche simplificatrice présuppose que ces deux conditions extrêmes délimitent les bornes supérieures et inférieures d'un intervalle dans lequel varient les processus investigués. Avec une telle approche, les dimensions des zones sur lesquelles les mesures de protection doivent être appliquées sont de plus grande dimension. Ce procédé constitue donc une approche sécuritaire qui vise à garantir la protection des captages en eau souterraine, mais dont l'impact social et économique est également plus important.

Cela constitue l'objet principal de ce travail. En effet, les analyses des processus de transport du chapitre 3, les analyses des zones de capture en régime d'écoulement transitoire du chapitre 4 et la détermination au chapitre 5 de zones de capture équivalentes ont précisément pour objectif de comprendre l'influence des conditions d'écoulement réelles sur les mesures de protection des captages d'eau souterraine et d'apporter de nouveaux éléments pour optimiser leurs dimensions et réduire leurs impacts.

Lorsque les périodes de fluctuation diminuent encore pour arriver au même ordre de grandeur ou à des périodes inférieures à l'échelle de référence, les approximations par des conditions permanentes ne sont plus aussi triviales, car elles font intervenir les notions de réactivité du système introduites précédemment.

Pour les systèmes aquifères, les discussions des paragraphes précédents sur la notion de réactivité du système, montrent que si les périodes de fluctuation sont suffisamment courtes, leurs effets sont très rapidement amortis. Dans ce cas, les fluctuations périodiques peuvent être considérées en première approximation comme constantes en prenant la valeur moyenne comme réf-

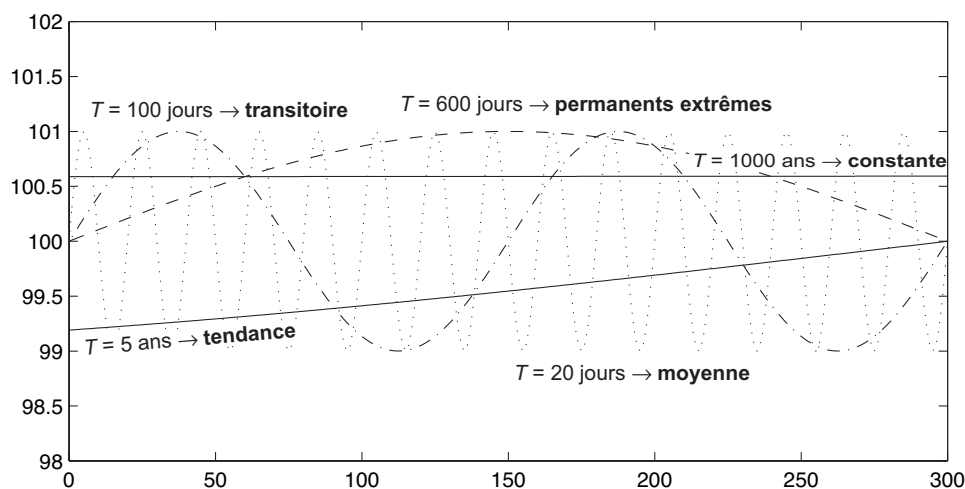


FIG. 2.2 : Effet d'échelle sur les fluctuations cycliques d'amplitudes identiques mais de périodes différentes.

rence ($T=20$ j sur l'exemple de la figure 2.2). Cependant, une telle approche implique de définir subjectivement un seuil à partir duquel les effets sur les processus investigués sont considérés comme négligeables. En effet, en théorie, toute perturbation de l'équilibre, aussi faible et rapide soit-elle, devrait pouvoir être mesurée sur l'ensemble du domaine.

En résumé, il reste donc une plage de fréquences ou de périodes dans laquelle il n'est pas possible de substituer de manière simplifiée, le régime d'écoulement transitoire par un régime permanent. Des investigations plus détaillées devraient être menées pour déterminer si les erreurs commises en faisant abstraction des conditions transitoires par des conditions permanentes moyennes ou extrêmes sont négligeables ou non ($T=100$ j dans l'exemple de la figure 2.2).

2.2.3 Effets des variations des conditions d'écoulement sur les processus de transport

Lorsqu'un panache de substance dissoute est transporté dans un aquifère réel, il subit non seulement les effets des hétérogénéités spatiales mais également ceux de la variabilité temporelle des charges hydrauliques.

Deux effets majeurs peuvent être mis en évidence. En premier lieu, les fluctuations temporelles modifient la trajectoire du panache. Ces effets sont de type advectif. En étudiant un panache de contaminant dans un aquifère côtier soumis aux battements des marées, Yim et Mohsen (1992) ont ainsi pu déterminer que l'effet des marées sur la distribution du contaminant pouvait s'observer jusqu'à une distance d'environ 12 m de l'interface eau douce-eau

salée. Il faut retenir de cet exemple que les effets des conditions aux limites sur les processus de transport vont rapidement s'atténuer au fur et à mesure que l'on s'éloigne des limites oscillantes de l'aquifère.

En second lieu, les variations de la direction des écoulements ont pour effet d'augmenter les processus de dispersion des substances dissoutes. Ce point sera abordé en détail dans le chapitre 3. En résumé, les variations de la direction des flux hydrauliques a pour effet d'augmenter la dispersivité transversale d'un panache en diminuant d'autant la dispersivité longitudinale (Goode et Konikow, 1990; Kim et al., 2000). Après un cycle complet de fluctuation, les variations de l'intensité du flux hydraulique ont pour effet d'augmenter la dispersivité longitudinale et transversale apparente, mais uniquement si des inversions temporaires du sens de l'écoulement se produisent. Dans ce cas, les effets de dispersion supplémentaire peuvent, à certaines conditions, être pris en compte dans les simulations de processus de transport en régime permanent. Il faut alors adapter les valeurs de dispersivités longitudinales et transversales. On parle alors de *dispersivité apparente* (Goode et Konikow, 1990).

2.3 Hydrodynamique

2.3.1 Equation générale des écoulements

En milieu poreux, les lois fondamentales de la conservation de l'énergie et de la masse gouvernent l'organisation des systèmes d'écoulements souterrains et conduisent à la formulation de l'équation générale de mouvement :

$$S_s \frac{\partial H}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla H) + i \quad (2.1)$$

où S_s [1/L] est le coefficient d'emmagasinement spécifique, t [T] est la variable temps, $\mathbf{K}$ [L/T] est le tenseur de conductivité hydraulique, $H(\mathbf{x}, t)$ [L] est le champ de potentiel hydraulique et i est un terme source [1/T].

Le coefficient d'emmagasinement spécifique décrit la capacité du milieu à gagner ou perdre un volume unitaire de fluide par unité de variation de pression. Lorsque ces variations sont prises en compte par les équations, on parle de *régime d'écoulement transitoire*.

Le tenseur de conductivité hydraulique décrit la nature conductive du milieu, soit sa faculté à laisser passer un fluide. Il dépend des propriétés intrinsèques du milieu poreux (granulométrie, forme des grains, distribution des pores,...) et des propriétés du fluide (densité et viscosité). Comme exposé dans la section précédente, toutes ces propriétés sont variables dans le temps, mais

peuvent, selon le type de problème, être considérées comme constantes. Le terme source i varie également dans l'espace et le temps.

L'équation 2.1 indique que dans un volume unitaire, la variation de la quantité de fluide emmagasiné dans un certain volume correspond à la différence entre ce qui entre et ce qui sort de ce volume additionné d'un éventuel apport à l'intérieur même du volume (terme source). Lorsque ces différences sont égales à l'apport par les précipitations, il n'y a pas de variation de la charge hydraulique ($\frac{\partial H}{\partial t} = 0$). Dans ce cas, les écoulements sont dits *permanents* ou *stationnaires* et l'équation 2.1 prend la forme :

$$\nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla H) + i = 0 \quad (2.2)$$

2.3.2 Régime d'écoulement permanent 2D-horizontal

Lorsque les dimensions latérales du domaine sont beaucoup plus grandes que la dimension verticale et/ou si la composante verticale des écoulements peut être négligée, l'équation générale des écoulement peut être simplifiée par l'intégration des flux hydrauliques sur l'épaisseur saturée de l'aquifère, ce qui donne pour une nappe captive :

$$\nabla \cdot (\mathbf{T} \nabla H) + i = 0 \quad (2.3)$$

où $H(\mathbf{x}, t)$ [L] est la charge hydraulique, $\mathbf{T} = \mathbf{K} e$ [L²/T] est la transmissivité de l'aquifère. e [L] est l'épaisseur saturée de la nappe et i est le terme source [L/T].

2.4 Processus de transport en milieu poreux

Le transport de substance dissoute en milieu poreux est décrit par l'équation d'advection-dispersion (ADE) qui prend en compte les processus d'advection (transport de particules avec le fluide), les processus de dispersion cinématique ainsi que les processus de diffusion moléculaire liés respectivement à la nature hétérogène du milieu souterrain et aux gradients de concentration.

L'équation d'advection-dispersion est définie par l'équation et les conditions initiales et aux limites suivantes :

$$\frac{\partial \phi C}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q}C + \nabla \cdot \phi \mathbf{D} \nabla C \quad \text{sur } \Omega \quad (2.4)$$

$$C(\mathbf{x}, 0) = C_0(\mathbf{x}) \quad \text{sur } \Omega \quad (2.5)$$

$$-\mathbf{D} \nabla C \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_0 \quad (2.6)$$

$$C(\mathbf{x}, t) = C_1(t) \quad \text{sur } \Gamma_1 \quad (2.7)$$

$$(\mathbf{q}C - \phi \mathbf{D} \nabla C) \cdot \mathbf{n} = \mathbf{q}C_2(t) \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_2 \quad (2.8)$$

$$(2.9)$$

où $\Gamma_0, \Gamma_1, \Gamma_2$ sont des limites imperméables, de type Dirichlet et de type Cauchy, respectivement. $C_0(\mathbf{x})$, $C_1(t)$ et $C_2(t)$ [M^3/L] sont des fonctions connues définies aux limites. $C(\mathbf{x}, t)$ est la concentration [M^3/L], $\mathbf{q} = -\mathbf{K} \nabla H$ est le vecteur du flux hydraulique [L/T], ϕ est la porosité [-] et $\mathbf{D}$ est le tenseur de macrodispersion [L^2/T] défini par :

$$\mathbf{D} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{\mathbf{q} \otimes \mathbf{q}}{\|\mathbf{q}\|} + \alpha_T \|\mathbf{q}\| \mathbf{I} + \phi d_m \mathbf{I} \quad (2.10)$$

où, d_m [L^2/T] est le coefficient de diffusion moléculaire et α_L et α_T [L] sont respectivement les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale. Dans cette équation $\otimes$ dénote un produit tensoriel et $\mathbf{I}$ est la matrice identité.

Comme expliqué dans les sections précédentes, dans les milieux naturels, l'ensemble des paramètres de l'équation 2.4 peut être considéré comme constants ou comme variables spatialement et temporellement.

En régime d'écoulement permanent, certaines expériences de laboratoire et de terrain ont montré les limites de l'équation classique d'advection-diffusion (Matheron et de Marsily, 1980; Freyberg, 1986; Gelhar, 1993). En effet, ces expériences ont montré que les coefficients de dispersivité ne sont pas toujours constants et qu'ils dépendent de l'échelle d'étude considérée. Ainsi différentes méthodes alternatives à l'ADE sont proposées dans la littérature. Elles proposent par exemple de définir les coefficients de dispersivité en fonction du temps (voir p. ex. Kinzelbach (1988)). D'autres méthodes proposent d'utiliser les méthodes des dérivées fractionnelles (Benson et al., 2001) ou l'équation de transport généralisée basée sur la méthode de marche aléatoire continue (*continuous time random walk*) (Berkowitz et al., 2002).

Dans la présente étude, seule l'équation classique d'advection-diffusion est prise en considération. Les effets d'échelles sur la détermination des coefficients de dispersion ne sont donc pas analysés.

En régime d'écoulement transitoire, le flux hydraulique $\mathbf{q}$ est fonction du temps. Par conséquent, le tenseur de macrodispersion est également fonction du temps. Dans ce cas, tant le régime d'écoulement que les processus de transport sont transitoires. Les analyses des processus de transport du chapitre 3 se basent sur des solutions analytiques de l'équation 2.10 où le flux hydraulique est uniforme sur le domaine et défini par des fonctions sinusoïdales à un mode. Dans les simulations d'essais de traçage des chapitres 4 et 6, les flux ne sont plus uniformes et l'équation 2.4 est résolue par simulation numérique.

Si le flux hydraulique $\mathbf{q}$ de l'équation 2.4 est constant, on parle de régime d'écoulement permanent et de transport transitoire. Ce régime permet de simuler l'évolution temporelle d'un panache de contamination dans un champ de vitesse permanent.

Si la variation temporelle de la concentration est nulle en tout point du domaine, soit si $\partial C / \partial t = 0$, le régime de transport est aussi considéré comme permanent.

2.5 Zones de capture

2.5.1 Généralités

La délimitation des zones de capture des puits de pompage se fait traditionnellement par les méthodes de traçage-arrière de particules ou *backward particle tracking* qui se basent uniquement sur les processus d'advection. Récemment, des méthodes ont été développées pour déterminer les zones de capture en prenant également en compte les processus de dispersion et de dilution (voir p. ex. Cornaton (2004); Fang et al. (2005); Cornaton et Perrochet (2006a,b)). Ces méthodes permettent de déterminer en tout point du domaine et en un seul calcul, la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule localisée en $\mathbf{x}$ sorte à un exutoire donné en un temps inférieur à t . Cette probabilité correspond également à la proportion de masse captée par le puits, par rapport à la masse totale de substance dissoute au point $\mathbf{x}$ et au temps $t = 0$. Cette notion de probabilité de capture amène tout naturellement à définir la notion de *zone de capture probabiliste*.

Les méthodes de simulation « arrières » consistent à simuler les processus de transport en inversant le signe du terme advectif de l'ADE et en adaptant convenablement les conditions aux limites, les conditions initiales ainsi que les termes sources. La composante dispersive de l'ADE n'est pas modifiée car la dispersion n'est pas un processus réversible et celle-ci dépend de l'intensité de la vitesse. Ces méthodes offrent l'avantage de pouvoir déterminer quelle était la localisation d'un panache avant que celui-ci ne soit détecté, et ainsi

de remonter à la source éventuelle de contamination (Neupauer et Wilson, 2001; Milnes et Perrochet, 2007).

Selon cette approche, trois grands types de méthodes sont disponibles pour délimiter les zones de capture, à savoir :

1. les méthodes de traçage « arrières » de particules, où la position des particules au temps t délimite la zone de capture temporelle au temps t (voir p. ex. Lerner (1992); Shafer (1987); Bair et Lahm (1996)) ;
2. les méthodes stochastiques de marche au hasard (voir p. ex. Varljen et Shafer (1991); Guadagnini et Franzetti (1999); Franzetti et Guadagnini (1996); Uffink (1989)) ;
3. la méthode basée sur forme adjointe de l'ADE (voir p. ex. Neupauer et Wilson (1999); Cornaton (2004); Fang et al. (2005); Cornaton et Perrochet (2006a,b)).

Dans la littérature, la définition de la zone de capture désigne deux types de zones qu'il convient de différencier.

La *zone de capture permanente* est définie comme la zone de l'aquifère où, en régime d'écoulement permanent, les particules finissent, tôt ou tard, par être captées par le puits de captage. Jacobson et al. (2002) définissent également la terminologie d'*ultimate capture zone*.

La *zone de capture temporelle* ou *time related capture zone* est la portion de la zone de capture permanente où le temps de transit des particules pour atteindre le puits est inférieure à un certain temps t (Varljen et Shafer, 1991; Jacobson et al., 2002). Les zones de protection telles que définies dans la législation suisse sont un exemple de zone de capture temporelle p. ex. à 10 j (Fig. 2.3).

En régime d'écoulement transitoire, les fluctuations du champ d'écoulement font que la probabilité qu'une particule soit captée par le puits n'est plus une valeur fixe mais peut varier selon le moment où la particule est lâchée. Ce processus a pu être mis en évidence par Lambert (1995) sur la base des méthodes de traçage de particules. Ainsi, la notion de zone de capture permanente perd quelque peu de son sens. De même, les dimensions de la zone de capture temporelle vont également varier selon la configuration initiale du champ d'écoulement. On parle alors de zone de capture en régime d'écoulement transitoire.

2.5.2 Zones de capture en régime d'écoulement transitoire

Les zones de capture en régime d'écoulement transitoire sont dans la plupart des études, traitées par des méthodes de traçage-arrière de particules.

Ramanarayanan et al. (1995) ont utilisé des méthodes numériques pour délimiter les zones de capture temporelles de puits de captage et ont pu mettre

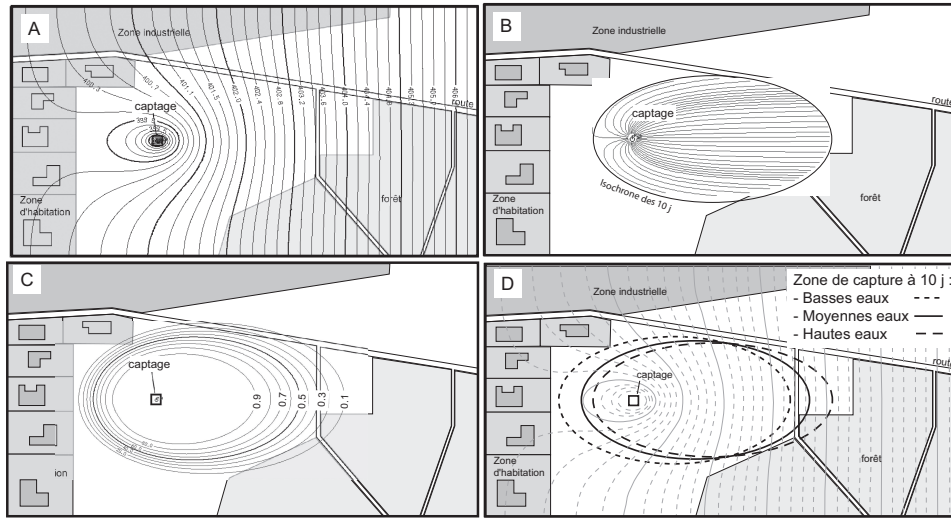


FIG. 2.3 : Comparaison entre les zones de capture temporelle (isochrone 10 j) délimitées par traçage arrière de particules avec celles obtenues par la forme adjointe de l'équation d'advection-dispersion. A. Distribution des charges hydrauliques. B. Zone de capture temporelle à 10 j purement advective, définie par traçage arrière de particules. C. Zone de capture probabiliste à 10 j incluant les processus dispersifs. D. Comparaison entre les zones de capture temporelle à 10 j, en régimes permanents de hautes, moyennes et basses eaux.

en évidence que leurs dimensions étaient affectées par les variations saisonnières de pompages. Franke et al. (1998) ont conclu que les variations à court terme des débits de pompage n'avaient pour leur part que très peu d'influence sur les dimensions des zones de capture temporelles.

Reilly et Pollock (1996) ont étudié, par des méthodes numériques de différences finies, l'effet des variations annuelles de la recharge ainsi que ceux des variations à plus long terme lié aux cycles astronomiques solaires et lunaires de 18.6 ans révélés comme significatifs par Currie et Obrien (1992). Ils concluent que les effets des fluctuations des conditions de recharge n'affectent pas de manière significative les dimensions des zones de capture. Les auteurs ajoutent que le rapport entre le temps de transit moyen et la période de fluctuation semble être un bon indicateur pour déterminer la prise en considération, le cas échéant, du régime d'écoulement transitoire. (Reilly et Pollock, 1996) concluent que si le rapport est beaucoup plus grand que un, la zone de capture en régime d'écoulement transitoire est similaire à celle calculée en régime d'écoulement permanent. Si le rapport est plus petit que un, les fluctuations cycliques ont un effet sur les dimensions de la zone de capture.

Festger et Walter (2002) utilisent des solutions analytiques pour étudier l'effet de la variation de la direction du gradient hydraulique sur les probabilités

de capture des particules lorsque celles-ci sont localisées sur les bordures de la zone de capture. Leurs méthodes analytiques permettent d'une part d'éliminer les artefacts liés à la discrétisation et d'autre part de définir la zone de capture efficace ou *capture efficiency map*. Leur méthode consiste à lâcher un nombre considérable de particules à une fréquence définie et à suivre individuellement leur trajectoire pour finalement déterminer la proportion des particules captées par le puits.

De manière analogue, (Rock et Kupfersberger, 2002) ont utilisé une méthode de traçage de particules « avant » basée uniquement sur les processus d'advection pour délimiter en chaque point de l'espace la proportion de particules qui finissent par être captées par le puits. Les processus de transport sont résolus par les méthodes des éléments finis en utilisant le logiciel FE-FLOW (Diersch, 2005). Pour ce faire, les auteurs utilisent une grille dont les éléments ont 25 m de côté, et dans lesquels ils lâchent une particule tous les 5 jours, laquelle est suivie pendant 3 ans. Au total, plus d'un million de particules sont suivies. À l'aide de modules externes, les auteurs déterminent ainsi la carte de probabilité qu'une particule soit captée par le puits, en régime d'écoulement transitoire.

Masterson et al. (2004) montrent que dans un système composé de deux puits de captage localisés à une distance relativement proche l'un de l'autre et dans lequel les zones de capture permanentes s'imbriquent l'une dans l'autre, les particules captées dans certaines zones de l'aquifère peuvent être captées par l'un ou l'autre des puits de captage, selon le moment où les particules sont lâchées.

(Zawadzki et al., 2002) proposent une méthodologie pour délimiter la zone de capture d'un puits dans un aquifère soumis aux battements des marées et aux fluctuations saisonnières des gradients hydrauliques, dans le but de dimensionner un système de type *pump and treat*. Ils délimitent la zone de capture permanente définie sur la base des conditions d'écoulements moyens et vérifient par traçage de particules en régime d'écoulement transitoire que les particules lâchées dans la zone de capture sont bien captées. Ils concluent que les fluctuations à court terme (battements des marées), n'influencent pas de manière significative la trajectoire des particules. La zone de capture permanente moyenne constitue une approximation tout à fait valable. Cependant, pour les variations saisonnières, ils montrent que la zone de capture permanente n'est plus adaptée. Ils concluent que si la période de fluctuation est du même ordre de grandeur que le temps de transit des particules, le régime transitoire doit être pris en considération, confirmant ainsi les conclusions de Reilly et Pollock (1996).

Toutes ces études se basent sur des méthodes de traçage de particules et prennent en compte les processus d'advection uniquement. Les effets de la dispersion sur les zones de capture en régime d'écoulement transitoire sont

analysés par Vesselinov et Robinson (2005). Les auteurs utilisent des méthodes de traçage de particules mais en y ajoutant une composante dispersive dues aux fluctuations transitoires du vecteur de flux hydraulique selon les équations proposées par Jacobson et al. (2002). Les auteurs mettent en évidence que la vitesse advective de pore et la diffusivité du milieu aquifère sont les deux facteurs qui contrôlent la distance à laquelle les fluctuations transitoires affectent les dimensions de la zones de capture.

Fang et al. (2005) ont démontré que les méthodes basées sur la forme adjointe de l'ADE et développées à partir des équations arrière de Kolmogorov sont également valables pour des cas où la divergence de la vitesse est constante mais non nulle ($\nabla \cdot \mathbf{q} = i$). Les auteurs montrent que pour une divergence qui varie dans le temps (régime d'écoulement transitoire), les équations font intervenir un terme correctif supplémentaire. Ils concluent que les équations de Kolmogorov ne peuvent pas être appliquées telles quelles en régime d'écoulement transitoire (Tacher, 2007, communication écrite).

Il ressort de toutes ces études qu'en régime d'écoulement transitoire, le facteur déterminant est le rapport entre la période de fluctuation et le temps de transit. En effet, si les périodes de fluctuation sont suffisamment longues, la zone de capture a le temps de se développer et d'atteindre un état permanent qui correspond aux zones de capture permanentes de hautes et de basses eaux. Le facteur d'amortissement dépend de la diffusivité du système, d'une part, et de la dispersivité, d'autre part. En nappe captive, l'amortissement sera donc plus faible qu'en nappe libre.

2.5.3 Zone de capture probabiliste

Dans ce travail, les formes adjointes de l'équation d'advection-diffusion sont utilisées pour déterminer les zones de capture probabilistes des puits de capture en régime d'écoulement transitoire. En régime d'écoulement permanent, il a été démontré qu'en inversant le signe du terme advectif de l'ADE et en adaptant les conditions aux limites, il est possible d'obtenir le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule localisée en $\mathbf{x}$ soit captée par le puits, en un temps inférieur à t (Neupauer et Wilson, 2003; Cornaton, 2004; Fang et al., 2005). Le puits est défini par la limite Γ_{out} dans l'équation 2.14 et sur la figure 2.4.

Le champ de probabilité est défini par la forme adjointe de l'ADE avec des conditions initiales et aux limites adaptées, selon :

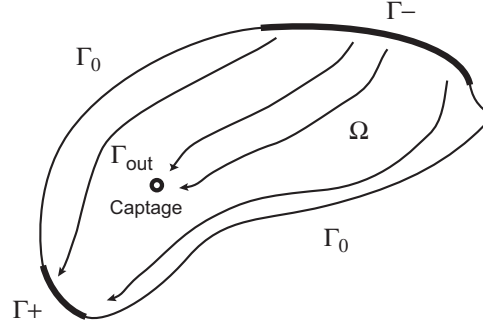


FIG. 2.4 : Représentation schématique d'un domaine aquifère Ω avec la localisation des limites infiltrantes Γ_- , exfiltrantes Γ_+ et imperméables Γ_0 . Le puits de captage est la limite Γ_{out} pour laquelle la zone de capture probabiliste est évaluée.

$$\frac{\partial \phi p}{\partial t} = \nabla \cdot \mathbf{q}p + \nabla \cdot \phi \mathbf{D} \nabla p - q_1 p \quad \text{sur } \Omega \quad (2.11)$$

$$p(\mathbf{x}, 0) = 0 \quad \text{sur } \Omega \quad (2.12)$$

$$-\mathbf{D} \nabla p(\mathbf{x}, t) \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_0 \quad (2.13)$$

$$[-\mathbf{q}p(\mathbf{x}, t) - \phi \mathbf{D} \nabla p(\mathbf{x}, t)] \cdot \mathbf{n} = -\mathbf{q} \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_{\text{out}} \quad (2.14)$$

$$[-\mathbf{q}p(\mathbf{x}, t) - \phi \mathbf{D} \nabla p(\mathbf{x}, t)] \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_+ \setminus \Gamma_{\text{out}} \quad (2.15)$$

où, $p(\mathbf{x}, t)$ [-] est la probabilité qu'une particule localisée en $\mathbf{x}$ soit captée en un temps inférieur au temps t [T], $\mathbf{D}$ est le tenseur de macrodispersion [L^2/T], θ est la porosité [-], $\mathbf{q}$ [L/T] est le flux hydraulique et q_1 est le terme source [$1/T$].

La nomenclature des limites est illustrée par la figure 2.4. Ω représente le domaine aquifère et Γ_{out} la limite exutoire dont le champ de probabilité est évalué. Γ_+ est une autre limite exfiltrante, Γ_- est une limite infiltrante et Γ_0 est une limite imperméable.

Concrètement, ces conditions sont appliquées aux modèles en imposant une probabilité $p(\mathbf{x}, t) = 1$ au captage et $p(\mathbf{x}, t) = 0$ sur les autres limites exfiltrantes.

Pour $t < \infty$, le champ de probabilité obtenu correspond à la zone de capture probabiliste de l'exutoire considéré. Lorsque t tend vers l'infini, le champ de probabilité correspond à la zone de capture permanente.

En régime d'écoulement permanent et de transport transitoire, l'évolution temporelle du champ $p(\mathbf{x}_o, t)$ au point d'observation $\mathbf{x}_o$ correspond à une fonction de densité de probabilité cumulée (CDF) désignée par $F^b(\mathbf{x}_o, t)$ (courbe 3 sur la figure 2.5-B). La CDF peut ensuite être dérivée par rapport

au temps pour obtenir une fonction de densité de probabilité correspondante (PDF) (courbe 2 sur la figure 2.5-A). Elle peut également être obtenue par l'injection d'une masse unitaire au puits (courbe 1 sur la figure 2.5-A). Cette courbe représente une fonction de transfert « arrière » désignée par la notation $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t)$.

Les fonctions de transfert sont des courbes de concentration normalisées. Elles sont obtenues en multipliant les concentrations C par le débit de pompage et en les divisant par la masse injectée M_0 . La relation entre les deux grandeurs est exprimée par :

$$F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t) = \frac{Q}{M_0} C_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t) \quad (2.16)$$

où $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t)$ [1/T] est la fonction de transfert « arrière » au point d'observation $\mathbf{x}_o$, Q est le débit de pompage [L^3/T], M_0 est la masse injectée [M] et $C_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t)$ est une concentration [M/ L^3].

En injectant une masse unitaire à différents temps d'injection t_i , définis par rapport au temps de première injection et décalés dans le temps d'un intervalle Δt_i , on obtient différentes fonctions de transfert $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, i\Delta t_i)$ qui dépendent de t_i . En régime d'écoulement permanent, toutes les fonctions de transfert ont une forme identique mais sont simplement décalées dans le temps avec un intervalle Δt_i (Fig. 2.5).

Ces fonctions de transfert peuvent être traitées de deux manières.

En premier lieu, il est possible des les additionner les unes aux autres en multipliant chacune d'elles par l'intervalle Δt_i (forme discrète). Cette opération peut être formulée par :

$$\frac{Q}{M_0} \sum_{i=0}^{\infty} C_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, i \cdot \Delta t_i) \cdot \Delta t_i \quad (2.17)$$

où l'exposant b indique que le régime d'écoulement est inversé, l'indice i se rapporte au temps d'injection t_i , $\mathbf{x}_o$ est le point d'injection, Q est le débit de pompage [L^3/T], M_0 est la masse injectée [M], t est le temps [T] et t_i le temps d'injection [T].

A la limite, lorsque Δt_i tend vers 0, cette opération revient à faire une intégrale par rapport à t_i :

$$\frac{Q}{M_0} \int_{t_i=0}^{\infty} C_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt_i = \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t) dt \equiv p(\mathbf{x}_o, t) \quad (2.18)$$

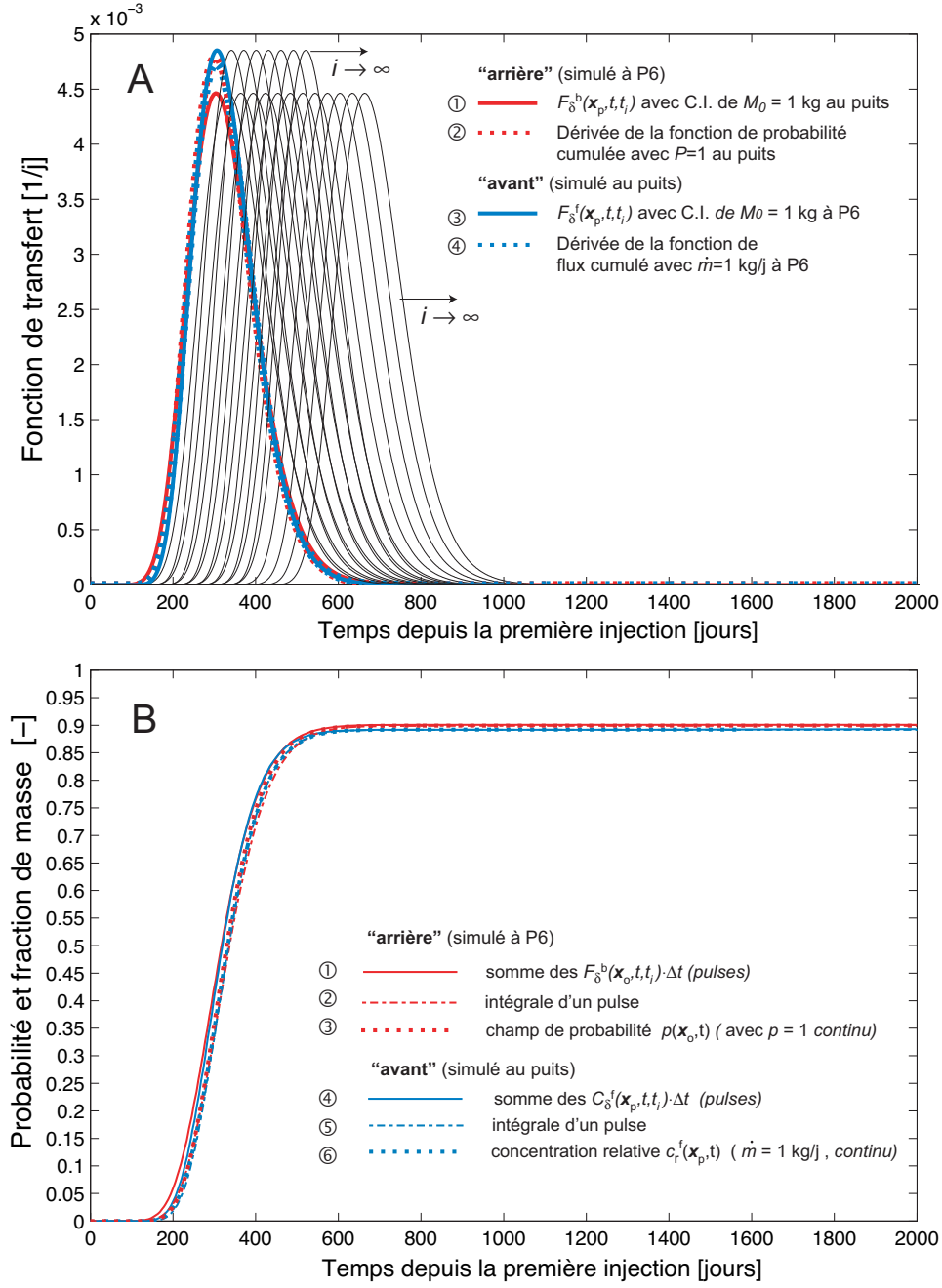


FIG. 2.5 : Comparaison entre les régimes d'écoulement permanents « arrière » et « avant ». t [j] est le temps depuis la première injection, t_i [j] est le temps d'injection défini par rapport au temps de première injection, $\mathbf{x}_o$ est le point d'injection et $\mathbf{x}_p$ est le puits. A. Fonctions de transfert $F = CQ/M_0$ [$1/j$], où Q est le débit de pompage [m^3/j], M_0 est la masse injectée [Kg] et C est la concentration [Kg/m^3]. B. Fonctions de transfert cumulées.

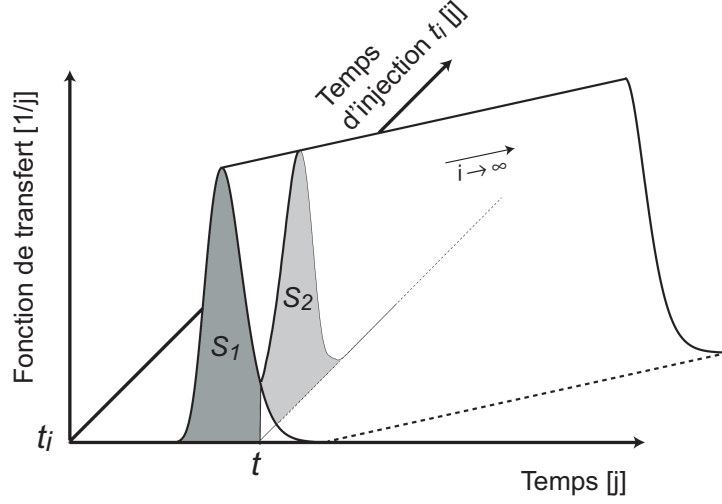


FIG. 2.6 : Représentation schématique des fonctions de transfert en fonction des variables t et t_i . En régime d'écoulement permanent, les intégrales selon chacune des deux variables sont identiques ($S_1 = S_2$).

où $\dot{m}_p$ [M/T] est un flux massique continu au puits de coordonnées $\mathbf{x}_p$.

Les résultats montrent qu'en régime d'écoulement permanent, les résultats des équations 2.17 et 2.18 sont équivalentes à la CDF $C^b(\mathbf{x}_o, t) \equiv p(\mathbf{x}_o, t)$ obtenue précédemment (courbe 1 sur la figure 2.5-B).

En second lieu, chacune des fonctions de transfert peut être intégrée individuellement par rapport à la variable t , selon

$$\frac{Q}{M_0} \int_{t=0}^{\infty} C_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t_i) \equiv c_r^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (2.19)$$

où $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ est la concentration relative au puits avec une injection continue de $\dot{m}_o = 1$ kg/j au point $\mathbf{x}_o$.

Les résultats montrent que les courbes sont identiques à celles obtenues précédemment (courbe 2 de la figure 2.5-B).

Ces deux opérations sont illustrées schématiquement par la figure 2.6 où les fonctions de transfert sont représentées en fonction des deux variables t et t_i . La figure 2.6 montre qu'en régime d'écoulement permanent les deux intégrales selon t et t_i sont en tous points identiques.

En régime d'écoulement permanent uniquement, les différentes fonctions de transfert « arrières » sont identiques aux fonctions de transfert simulées au puits en écoulement « normal » avec une injection de masse unitaire $M_0 = 1$ kg au point $\mathbf{x}_o$ (courbe 3 sur la figure 2.5-A).

Les fonctions de transfert « avants » sont obtenues à partir des courbes de concentration par la relation suivante :

$$F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t) = \frac{Q}{M_0} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (2.20)$$

où $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t)$ est la fonction de transfert « avant » [1/T], Q est le débit de pompage [L^3/T] et M_0 est la masse injectée [M].

A nouveau, il est possible d'effectuer des injections à des temps t_i décalés d'un intervalle Δt_i . Lorsque Δt_i tend vers 0, les fonctions de transfert « avants » sont obtenues. Elles sont désignées par $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ où t_i est le temps d'injection.

Pour le régime d'écoulement « avant », l'équation 2.18 devient

$$\frac{Q}{M_0} \int_{t_i=0}^{\infty} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt_i = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t) dt \equiv c_I^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (2.21)$$

L'équation 2.21 devient

$$\frac{Q}{M_0} \int_{t=0}^{\infty} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt = \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t_i) \equiv p(\mathbf{x}_o, t) \quad (2.22)$$

En analysant la fonction $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t)$, Cornaton (2004) détermine par transformée de Laplace, la concentration maximale attendue au puits, la durée de la contamination et le temps de première détection, et cela en un seul calcul et pour l'ensemble du domaine. Ceci est possible en régime d'écoulement permanent uniquement par le fait que les fonctions $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t)$ et $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t)$ sont identiques à une erreur de discrétisation près et que leurs formes ne dépendent pas du temps d'injection.

En régime d'écoulement transitoire il sera montré dans le chapitre 4 que l'ensemble des fonctions de transfert $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$ et $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ diffèrent les unes des autres de deux manières. D'une part, elles sont différentes selon le sens de l'écoulement et, d'autre part, elles varient en fonction de temps d'injection t_i . Par conséquent, les équivalences mises en évidence dans les paragraphes précédents ne sont plus valables.

Cependant, les résultats obtenus dans la présente étude montrent qu'il subsiste une relation entre les champs de probabilité « arrières » simulée au point $\mathbf{x}_o$ et les courbes de concentration relative « avants » simulées au puits (avec le point d'injection en $\mathbf{x}_o$). Il sera démontré que les fonctions de

transfert $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$ et $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ permettent d'établir la relation entre ces deux grandeurs.

Dans cette étude, la méthode de détermination des zones de capture est appliquée à un régime d'écoulement transitoire défini par des conditions aux limites qui fluctuent de manière périodique. Elle est validée de manière purement empirique par des simulations d'essais de traçage « avants » et « arrières » dont les temps d'injection couvrent l'ensemble de la période de fluctuation. Ces méthodes sont plus rapides à mettre en oeuvre que celles de traçage et de comptage de particules. De ce fait, elles permettent d'effectuer des analyses de sensibilité sur les paramètres des fonctions transitoires et de déterminer à quel moment les fluctuations périodiques doivent ou non, être prises en compte. Ce point constituera l'objet du chapitre 4. Un cas d'application pratique sera développé au chapitre 6.

2.6 Application des zones de capture au contexte des gîtes métallifères

Dans les sections précédentes, il a été question de définir la source des eaux captées par les puits de captage en définissant les zones de capture dite « probabilistes ». La méthodologie présentée précédemment est valable quelle que soit la complexité du domaine et quels que soient les zones de recharges et exutoires. Elle est donc suffisamment générale pour ne pas être restreinte aux zones de capture, mais peut être appliquée à tout type de système hydrogéologique.

Dans le domaine des gîtes métallifères, la formation d'un gisement invoque très souvent des mécanismes de circulation de fluides à très large échelle, dont l'origine peut être diverse (fluides magmatiques, eau de mer, eau d'origine météorique,...). Pour la plupart des gîtes, le mode de génèse est similaire. En circulant à travers des roches mères (qui contiennent certaines substances minérales) les fluides se chargent en minéraux. Ensuite, ces fluides minéralisateurs sont transportés à l'échelle des bassins sédimentaires jusqu'à ce que les conditions physico-chimiques ne soient plus en équilibre avec les minéraux en solution. Ces derniers vont donc précipiter. Pour qu'un gisement métallifère se forme, il est de plus nécessaire de focaliser les fluides dans des zones d'extension restreinte, avec pour objectif d'atteindre des teneurs importantes. Il est également nécessaire de maintenir les processus de circulation et de précipitation pendant des temps suffisamment longs afin d'accumuler des quantités importantes de minerais. Pour comprendre la formation des gisements métallifères, il est donc utile de répondre aux questions relatives à l'origine des fluides, à l'origine des substances chimiques, aux mécanismes de circulation des fluides et aux mécanismes de précipitation chimique.

Classiquement, ces questions sont résolues par des méthodes géochimiques qui permettent d'une part de dater l'âge de formation des gisements et d'autre part de déterminer les origines des différentes substances chimiques impliquées dans les processus de minéralisation. Depuis environ 20 ans, les géologues ont également recours à des modèles numériques de simulation des écoulements souterrains, des processus de transport et des réactions chimiques avec pour objectif de conforter les théories des modes de mise en place des gisements métallifères (Garven et Freeze, 1984a,b).

Les gisements polymétalliques de Zn et Pb de type Mississippi-Valley (MVT) se prêtent idéalement à ce type de modélisation. En effet, ces gisements sont généralement localisés dans des bassins sédimentaires de roches carbonatées en régime tectonique relativement stable. Les gisements MVT se forment par circulation de fluides d'origine météorique qui s'infiltrent dans les zones de recharges (zones topographiquement élevées) et qui circulent par gradient topographique, à travers l'ensemble du bassin sédimentaire (Fig. 2.7). A

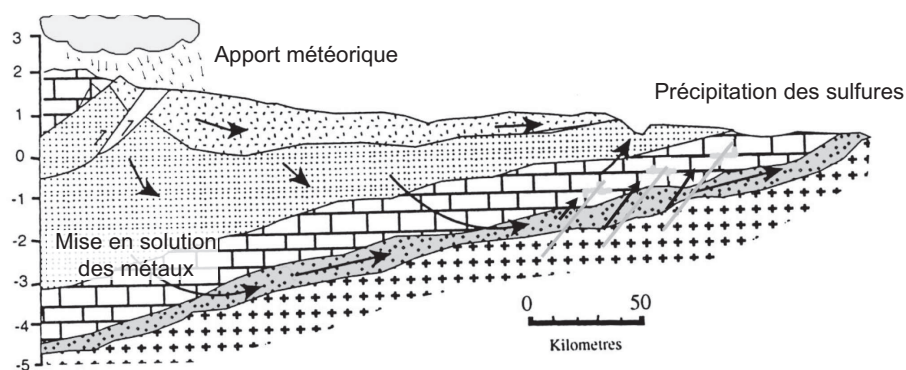


FIG. 2.7 : Représentation schématique des circulations de fluides responsables de la formation des gisements de type Mississippi-Valley (modifié d'après Garven et Freeze (1984a)).

grandes profondeurs, ces fluides se chargent en Pb et Zn. Lorsque ces fluides remontent à la surface, les minéraux vont précipiter sous forme de sulfures de Zn et de Pb par baisse de la température, baisse de la pression et par réaction de neutralisation avec les roches encaissantes (Fig. 2.7).

Pour déterminer qualitativement et quantitativement l'origine des fluides responsables de la formation des gisements MVT, la zone minéralisée est assimilée à une zone exutoire dont la zone de capture est déterminée.

Des méthodes de bilans massiques calculés sur les champs de probabilité « arrières » sont appliquées au gisement MVT de San Vicente (SV) localisé dans la partie centrale du Pérou, sur le flanc oriental de la Cordillère des Andes en direction du bassin amazonien.

Ce gisement a fait l'objet de nombreuses études géologique et géochimiques (Fontboté et Gorzawski, 1990; Moritz et al., 1996; Spangenberg et al., 1996). Ces auteurs concluent que le gisement de SV s'est formé par mélange de deux fluides d'origines distinctes. Les premiers fluides sont à température élevée, acides et salins et proviennent des unités géologiques de grandes profondeurs. Ces fluides transportent les métaux en solution (Pb^{++}, Zn^{++}). Les seconds sont des fluides d'origine météorique de plus faible température, d'acidité neutre et qui contiennent le soufre sous forme oxydée (SO_4^{--}). La formation du gisement est interprétée par les réactions chimiques de neutralisation et d'oxydo-réduction liées au mélange de ces deux fluides en présence de roches carbonatées.

Pour simuler les écoulements, un modèle numérique de 100 km de long et de 8 km d'épaisseur a été réalisé sur la base d'une coupe géologique 2D verticale qui s'étend du sommet de la Cordillère Occidentale jusqu'au Bassin Amazonien (Badoux, 2002). Les conditions aux limites pour les écoulements

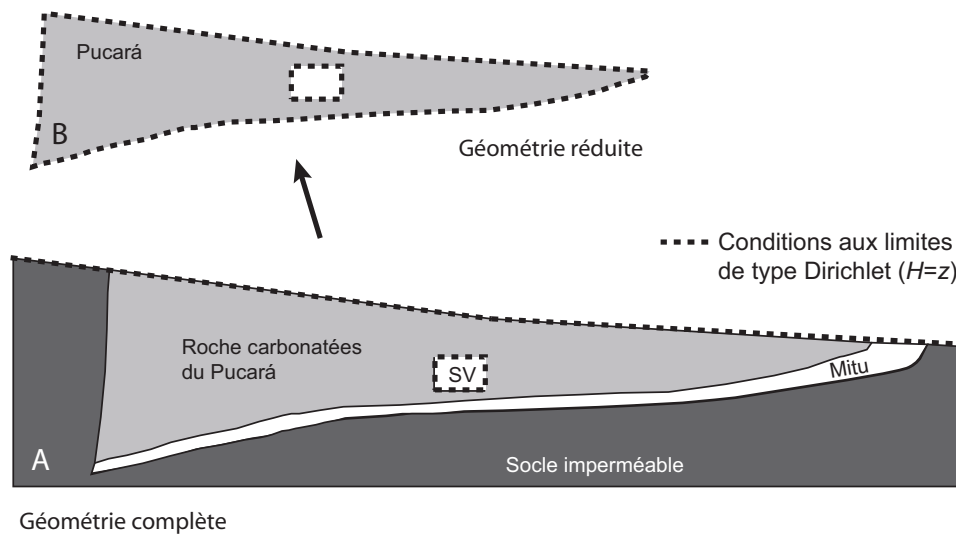


FIG. 2.8 : Conditions aux limites pour les écoulements. A. Géométrie complète utilisée pour calculer l'ensemble de la distribution des charges hydrauliques. B. Géométrie réduite pour laquelle les charges calculées en A sont imposées comme conditions aux limites.

sont uniquement définies sur la limite supérieure du domaine en imposant des charges hydrauliques égales à l'altitude (Fig. 2.8-A).

Une analyse de sensibilité sur les contrastes de perméabilité a permis de montrer que les unités perméables de la zone de SV agissent comme des drains qui font remonter les fluides circulant à travers l'unité basale imperméable du Mitú. Cela permet d'expliquer par quels mécanismes se sont formés les processus de mélange avec les fluides provenant directement de la surface (Fig. 2.9-A).

Pour déterminer, dans un premier temps, l'origine des fluides responsables de la minéralisation avec les méthodes décrites précédemment, la zone de San Vicente est considérée comme un exutoire. Pour ce faire, les éléments de la zone sont supprimés du modèle. Pour ne pas modifier les écoulements, les charges hydrauliques calculées préalablement sont imposées comme nouvelles conditions aux limites pour les écoulements (Fig. 2.8-A). Pour le transport, les conditions aux limites sont définies selon la méthodologie présentée dans la section précédente avec champ de vitesse inversé. Une probabilité $P = 1$ est imposée sur les limites de la zone de San Vicente et une probabilité $P = 0$ est imposée sur toutes les autres limites exutoires du domaine. L'origine des fluides est représentée par la figure 2.9-B. La figure 2.9-B donne la probabilité qu'une particule localisée en un point quelconque du domaine passe à travers les roches perméables de la zone de San Vicente.

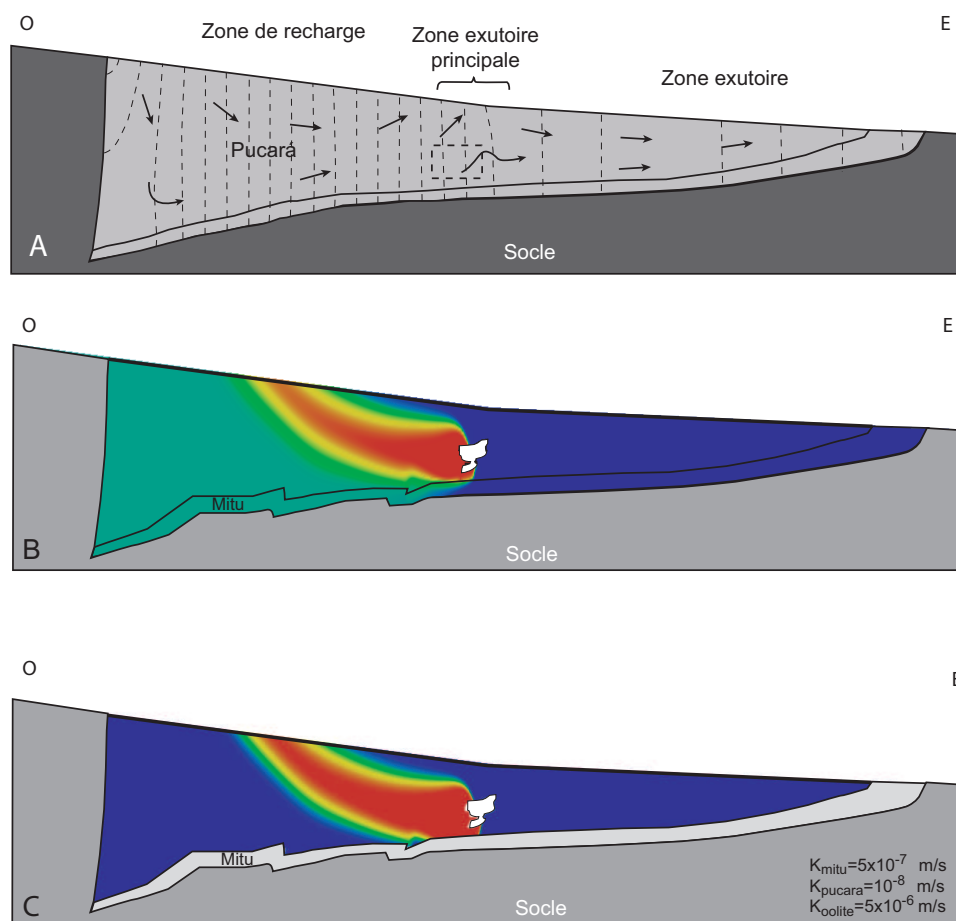


FIG. 2.9 : Résultats des simulations numériques de la paléohydrologie de la mine de San Vicente. A. Organisation des systèmes d'écoulement de la région de San Vicente. B. Zone de provenance des fluides. Les couleurs représentent la probabilité qu'une particule localisée en un point quelconque du domaine, circule par les unités perméables qui contiennent aujourd'hui, les lentilles minéralisées. C. Détermination des proportions de fluide responsables de la minéralisation, provenant de l'unité basale du Mitu d'une part, et d'autre part, directement depuis la surface.

Pour quantifier, dans un second temps, la proportion des fluides qui proviennent directement de la surface par rapport à la proportion de ceux qui circulent à travers les unités profondes, les éléments qui composent les unités profondes sont supprimés du modèle. Une nouvelle géométrie est ainsi créée (Fig. 2.8-B). Comme auparavant, les charges hydrauliques calculées sur la base du modèle complet sont imposées comme conditions aux limites. Les champs d'écoulements sont donc conservés. Pour le transport, les conditions aux limites sont adaptées. Une probabilité $P = 1$ est imposée à la zone de San Vicente et une probabilité $P = 0$ est imposée sur toutes les autres limites exutoires du domaine. Il devient donc possible de différencier les fluides qui proviennent directement de la surface de ceux qui circulent à travers les unités profondes (Fig. 2.9-C). La figure 2.9-C donne la probabilité qu'une particule localisée en un point quelconque du domaine circule directement à travers la zone minéralisée, sans passer par les unités profondes du Mitu. Des bilans de masse sont calculés pour les deux sous-systèmes qui montrent que la proportion de fluides circulant à travers les unités profondes peut varier entre 32 et 65 %, selon les contrastes de perméabilité entre les différentes unités géologiques.

En conclusion, le modèle de mélange des fluides comme processus responsable de la formation du gisement de San Vicente est confirmé par les résultats issus des simulations numériques. Les modèles illustrés dans ce chapitre ne permettent cependant pas de quantifier précisément les proportions exactes des diverses origines des fluides. En effet, le contraste de perméabilités entre les différentes unités géologiques est le facteur déterminant qui contrôle les proportions de fluides d'origines diverses. Or, la détermination des perméabilités de chaque unité géologique ne peut pas être définie avec précision. D'une part, la perméabilité est un facteur qui peut varier de plusieurs ordres de magnitude. D'autre part, les perméabilités des roches au moment de la formation du gisement sont inconnues. Ces dernières ont pu être déterminées par analyse pétrographique des faciès avant l'altération.

Malgré les incertitudes élevées, les méthodes présentées dans cette section permettent de confirmer ou d'infirmier les différentes hypothèses quant à l'origine des fluides responsables de la formation des gisements de type MVT ou autres.

Bibliographie

- D. M. Allen, D. C. Mackie, et M. Wei. Groundwater and climate change : a sensitivity analysis for the grand forks aquifer, southern british columbia, canada. *Hydrogeology Journal*, 12(3) :270–290, 2004.
- V. Badoux. *Structural analysis and paleohydrogeology of the Mississippi Valley Type Zn-Pb deposit of San Vicente, Central Peru*. Master thesis, University of Geneva, 2002.
- E. S. Bair et T. D. Lahm. Variations in capture-zone geometry of a partially penetrating pumping well in an unconfined aquifer. *Ground Water*, 34(5) :842–852, 1996.
- D.A. Benson, R. Schumer, M.M. Meerschaert, et S.W. Wheatcraft. Fractional dispersion, lévy motion and the made tracer tests. *Transport in porous media*, 42 :211–240, 2001.
- B. Berkowitz, J. Klafter, R. Metzler, et H. Scher. Physical pictures of transport in heterogeneous media : advection-dispersion, random walk, and fractional derivative formulations. *Water Resources Research*, 38(10) : 1191–1203, 2002.
- G.S. Boulton, P.E. Caban, K. Van Gijssel, A. Leijnse, M. Punkari, et F.H.A. Van Weert. The impact of glaciation on the groundwater regime of north-west europe. *Global and planetary change*, 12(1-4) :397–413, 1996.
- P. A. Carr et G.S. Vanderka. Determining aquifer characteristics by tidal method. *Water Resources Research*, 5(5) :1023–1031, 1969.
- J.S. Colville et J.W. Holmes. Water table fluctuations under forest and pasture in a karstic region of southern australia. *Journal of Hydrology*, 17 :61–80, 1972.
- F. Cornaton. *Deterministic models of groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems*. Phd, University of Neuchâtel, 2004.
- F. Cornaton et P. Perrochet. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems : 1. generalized reservoir theory. *Advances in Water Resources*, 29(9) :1267–1291, 2006a.

- F. Cornaton et P. Perrochet. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems ; 2. reservoir theory for sub-drainage basins. *Advances in Water Resources*, 29(9) :1292–1305, 2006b.
- R. G. Currie et D. P. O'Brien. Deterministic signals in usa precipitation records.2. *International Journal Of Climatology*, 12(3) :281–304, 1992.
- H.-J. G. Diersch. *FEFLOW 5.2, User's manual*. WASY GmbH, Berlin, 2005.
- A. D. Erskine. The effect of tidal fluctuation on a coastal aquifer in the uk. *Ground Water*, 29(4) :556–562, 1991.
- D. Etcheverry. *Une approche déterministe des distributions des temps de transit de l'eau souterraine par la théorie des réservoirs*. Ph.d., University of Neuchâtel, 2001.
- D. Etcheverry et P. Perrochet. Direct simulation of groundwater transit-time ditributions using the reservoir theory. *Hydrogeology journal*, 8 :200–208, 2000.
- J. Fang, L. Tacher, et A. Parriaux. Backward simulation of the probability of a trace particle reaching a given region. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 20 :97–101, 2005.
- J.G. Ferris. Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility. *IAHS Publ.*, 33 :148–155, 1951.
- J.G. Ferris. Methods for determining permeability, transmissivity and draw-down. *Water Supply Paper*, pages 1536–I, 1963.
- A.D. Festger et G.R. Walter. The capture efficiency map : the capture zone under time-varying flow. *Ground Water*, 40(6) :619–628, 2002.
- L. Fontboté et H. Gorzawski. Genesis of the mississippi valley-type zn-pb deposit of san vicente, central peru : geologic and isotopic (sr, o, c, s, pb) evidence. *Economic Geology*, 85 :1402–1437, 1990.
- O.L. Franke, T.E. Reilly, D.W. Pollock, et J.W. LaBaugh. Estimating areas contributing recharge to wells - lessons from previous studies. *U.S. Geological Survey Circular.*, 1174, 1998.
- S. Franzetti et A. Guadagnini. Probabilistic estimation of well catchments in heterogeneous aquifers. *Journal Of Hydrology*, 174(1-2) :149–171, 1996.
- D.L. Freyberg. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer : spatial moments and the advection and dispersion of nonreactive tracers. *Water Resources Research*, 22(13) :2031–2046, 1986.

- G. Garven et R.A. Freeze. Theoretical analysis of the role of groundwater flow in the genesis of stratabound ore deposits. 1. mathematical and numerical model. *American Journal of Science*, 284 :1085–1024, 1984a.
- G. Garven et R.A. Freeze. Theoretical analysis of the role of groundwater flow in the genesis of stratabound ore deposits. 2. quantitative results. *American Journal of Science*, 284 :1125–1174, 1984b.
- L.W. Gelhar. *Stochastic subsurface hydrology*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, United States, 1993.
- D.J. Goode. Direct simulation of groundwater age. *Water Resources Research*, 32(2) :289–296, 1996.
- D.J. Goode et L.F. Konikow. Apparent dispersion in transient groundwater flow. *Water Resources Research*, 26(10) :2339–2351, 1990.
- A. Guadagnini et S. Franzetti. Time-related capture zones for contaminants in randomly heterogeneous formations. *Ground Water*, 37(2) :253–260, 1999.
- C.E. Jacob. Correlation of ground-water levels and precipitation on long island, new york : Part i-theory. *Trans, Am. Geophy. Union*, pages 564–572, 1943.
- C.E. Jacob. Correlation of ground-water levels and precipitation on long island, new york : part 2- correlation of data. *Trans, Am. Geophy. Union*, pages 928–939, 1944.
- E. Jacobson, R. Andricevic, et J. Morrice. Probabilistic capture zone delineation based on an analytical solution. *Ground Water*, 40 :85–95, 2002.
- G.A. Kazemi, J.H. Lehr, et P. Perrochet. *Groundwater Age*. John Wiley and Sons, Inc, Hoboken, New Jersey, 2006.
- K. Kim, M. P. Anderson, et C. J. Bowser. Enhanced dispersion in groundwater caused by temporal changes in recharge rate and lake levels. *Advances in Water Resources*, 23(6) :625–635, 2000.
- W. Kinzelbach. The random walk method in pollutant transport simulation. In A. Ferreira J.P.L. Custodio, E. Gurgui, editor, *NATO advanced workshop on Advances in analytical and numerical groundwater flow and quality modelling.*, pages 227–245. D. Reidel Publishing Company, Dordrecht-Boston, 1988.
- P.M. Lambert. Particle-tracking analysis of time-related capture zones for selected public-supply wells in salt lake valley, utah. *State of Utah Department of Natural Resources Technical Publication.*, 110-C, 1995.

- D. N. Lerner. Well catchments and time-of-travel zones in aquifers with recharge. *Water Resources Research*, 28(10) :2621–2628, 1992.
- H. Li et J.J. Jiao. Influence of the tide on the mean watertable in an unconfined anisotropic, inhomogeneous coastal aquifer. *Advances in Water Resources*, 26 :9–16, 2003.
- M. Maasland. Water table fluctuations induced by intermittent recharge. *Journal Of Geophysical Research*, 64(5) :549–559, 1959.
- A. Manglik, S.N. Rai, et V.S Singh. Modelling of aquifers response to time varying recharge and pumping from multiple basins and wells. *Journal of Hydrology*, 292 :23–29, 2004.
- J.P. Masterson, D.A. Walter, et D.R. LeBlanc. Transient analysis of the source of water to weels : Cape cod, massachusetts. *Ground Water*, 42 (1) :126–134, 2004.
- G. Matheron et G. de Marsily. Is transport in porous media always diffusive ? a counterexample. *Water Resources Research*, 16(5) :901–917, 1980.
- H.A. Michael, A.E. Mulligan, et C.F. Harvey. Seasonal oscillations in water exchange between aquifers and the coastal ocean. *Nature*, 436(25) :1145–1148, 2005.
- E. Milnes et P. Perrochet. Simultaneous identification of a single pollution point-source location and contamination time under known flow field conditions. *Advances in Water Resources*, 30(12) :2439–2446, 2007.
- R. Moritz, L. Fontboté, J. Spangenberg, S. Rosas, Z. Sharp, et D. Fontignie. Sr, c and o isotope systematics in the pucara basin, central peru comparison between mississippi valley-type deposits and barren areas. *Mineralium Deposita*, 31(3) :147, 1996.
- R. Neupauer et J.L. Wilson. Adjoint-derived location and travel time probabilities for a multidimensional groundwater system. *Water Resources Research*, 37(6) :1657–1668, 2001.
- R.M. Neupauer et J.L. Wilson. Adjoint method for obtaining backward-in-time location and travel time probabilities of a conservative ground-water contaminant. *Water Resources Research*, 35 :3389–3398, 1999.
- R.M. Neupauer et J.L. Wilson. Numerical implementation of a backward probabilistic model of ground water contaminant. *Ground Water*, 42(2) : 175–189, 2003.
- O.O. Onyejekwe, T. Mabuya, et A.B. Karama. Changes in water table induced by transient boundary condition and space dependent recharge. *Advances in Engineering Software*, 30(8) :551–556, 1999.

- G. F. Pinder, Bredehoe.Jd, et H. H. Cooper. Determination of aquifer diffusivity from aquifer response to fluctuations in river stage. *Water Resources Research*, 5(4) :850–855, 1969.
- T. S. Ramanarayanan, D. E. Storm, et M. D. Smolen. Seasonal pumping variation effects on wellhead protection area delineation. *Water Resources Bulletin*, 31(3) :421–430, 1995.
- T.E. Reilly et D.W. Pollock. Sources of water to wells for transient cyclic systems. *Ground Water*, 34(6) :979–988, 1996.
- G. Rock et H. Kupfersberger. Numerical delineation of transient capture zones. *Journal of Hydrology*, 269 :134–149, 2002.
- J. M. Shafer. Reverse pathline calculation of time-related capture zones in nonuniform flow. *Ground Water*, 25(3) :283–289, 1987.
- J. Spangenberg, L. Fontbote, Z. D. Sharp, et J. Hunziker. Carbon and oxygen isotope study of hydrothermal carbonates in the zinc-lead deposits of the san vicente district, central peru : a quantitative modeling on mixing processes and co2 degassing. *Chemical Geology*, 133(1-4) :289, 1996.
- H. B. Sun. A two-dimensional analytical solution of groundwater response to tidal loading in an estuary. *Water Resources Research*, 33(6) :1429–1435, 1997.
- L. Tacher, J.-D. Rouiller, et F. Zwahlen. Marées terrestres dans l’aquifère captif du massif cristallin des aiguilles rouges, région de lavey-les-bains, suisse. *Bulletin du centre d’Hydrogéologie de l’Université de Neuchâtel*, 12 :59–69, 1993.
- L.R. Townley. The response of aquifers to periodic forcing. *Advances in Water Resources*, 18(3) :125–146, 1995.
- M.G. Trefry. Periodic forcing in composite aquifers. *Advances in Water Resources*, 22(6) :645–656, 1999.
- G. Uffink. Application of kolmogorov’s backward equations in random walk simulations of groundwater contaminant transport. In D. Kobus et W. Kinzelbach, editors, *Contaminant transport in groundwater.*, pages 283–289. Balkema, A.A., Brookfield, VT, 1989.
- M.D. Varljen et J.M. Shafer. Assessment of uncertainty in time-related capture zones using conditional simulation of hydraulic conductivity. *Ground Water*, 29(5) :737–748, 1991.
- V.V. Vesselinov et B.A. Robinson. Delineation of capture zones in transient groundwater flow systems. In M.F.P. Bierkens, J.C. Gehrels, et K. Kovar,

- editors, *Calibration and reliability in groundwater modeling ; from uncertainty to decision making*. IAHS, International., The Hague, Netherland, 2005. ModelCARE 2005.
- C.S. Yim et M.F.N. Mohsen. Simulation of tidal effects on contaminant transport in porous media. *Ground Water*, 30(1) :78–86, 1992.
- W. Zawadzki, D.W Chorley, et G. Patrick. Capture-zone design in an aquifer influenced by cyclic fluctuations in hydraulic gradients. *Hydrogeology journal*, 10 :601–609, 2002.

3

Analyse des processus de transport en régime transitoire périodique

3.1 Introduction

Dans la pratique, le dimensionnement des mesures d'organisation du territoire sont déterminées soit sur la base de conditions hydrologiques moyennes, soit sur la base de conditions extrêmes qui privilégient les aspects sécuritaires mais qui augmentent l'impact socio-économique lié aux mesures de protection dictées par la législation. Or, dans un nombre croissant de régions, en raison de la densification de la population et de l'augmentation de l'utilisation du territoire qui en découle, ces restrictions ont un impact de plus en plus important.

L'objectif de ce chapitre est de modéliser le transport de substances dissoutes en milieu poreux en conditions réelles, soit en régime d'écoulement transitoire. Les processus de transport sont analysés par des solutions analytiques basées sur l'équation d'advection-diffusion, en portant une attention particulière à la variabilité des processus lorsque les conditions d'écoulement varient dans le temps de manière périodique.

De nombreux travaux de recherche tentent depuis plusieurs décennies de quantifier les incertitudes liées à l'hétérogénéité spatiale des systèmes aquifères ainsi qu'aux variations temporelles. L'approche théorique simplifiée appliquée dans ce chapitre s'inscrit dans la même direction. Elle permet de

quantifier les effets supplémentaires de dispersion induits par les fluctuations périodiques des écoulements.

En utilisant les méthodes stochastiques de marche au hasard, Kinzelbach et Ackerer (1986) ont modélisé un cas de pollution des eaux souterraines par des composés organo-chlorés en tenant compte des variations mensuelles des écoulements et ont montré que les variations de la direction des écoulements augmentent la dispersivité transversale apparente (α_{Ta}) tout en diminuant d'autant la dispersivité longitudinale apparente (α_{La}) selon la relation $\alpha_{La} + \alpha_{Ta} = \alpha_L + \alpha_T$, où α_L et α_T sont les dispersivités réelles du milieu. Ils concluent que la dispersion transversale apparente est essentiellement engendrée par la composante transitoire des écoulements.

Goode et Konikow (1990), au moyen de méthode déterministe, résolvent les équations classiques d'advection-diffusion avec des conditions aux limites qui varient temporellement et montrent que les dispersivités apparentes dépendent du rapport entre la dispersivité longitudinale et transversale mais également de l'angle entre la direction réelle des écoulements avec la direction moyenne, équivalant à la direction en régime permanent. Ils concluent que, selon le rapport α_T/α_L , la dispersivité longitudinale est soit augmentée soit diminuée, et offrent ainsi un moyen de quantifier les conclusions qualitatives de Kinzelbach et Ackerer (1986). Les auteurs concluent que de faibles variations de la direction des écoulements (10°) peuvent déjà considérablement augmenter la dispersion transversale d'un facteur de l'ordre de 2. En parallèle, la dispersion longitudinale est très légèrement diminuée d'un facteur de l'ordre de 0.95.

En se basant sur des approches stochastiques, Rehfeldt et Gelhar (1992) ont montré qu'en régime d'écoulement transitoire dans un milieu hétérogène et en configuration 3D, les termes du tenseur de macrodispersion résultent d'une composante permanente à laquelle est ajoutée une composante transitoire liée aux variations temporelles. Les auteurs concluent que la variation de l'intensité des écoulements a pour effet d'augmenter légèrement la dispersivité longitudinale par rapport à celle obtenue en régime permanent classique alors que les variations de la direction ont pour effet d'augmenter la dispersion transversale.

Richard (2002) a utilisé un modèle physique en laboratoire pour simuler le transport d'une substance fluorescente dans un milieu homogène ou hétérogène, dans un champ d'écoulement transitoire. La direction des écoulements est contrôlée par un système hydraulique qui fait varier la pression en 12 points répartis autour du modèle. La migration du panache est suivie par analyse d'image. Il conclut que la dispersivité transversale augmente de manière significative en fonction de la variation de la direction des écoulements, et cela particulièrement dans les milieux hétérogènes. La dispersivité longitudinale est légèrement diminuée par rapport à celle attendue en régime

d'écoulement permanent, confirmant ainsi les conclusions de Kinzelbach et Ackerer (1986) et de Goode et Konikow (1990).

Plus récemment, Elfeki et al. (2007) ont utilisé des méthodes numériques en différences finies pour simuler les écoulements transitoires qui oscillent de manière périodique et des méthodes de traçage de particules par cheminement aléatoire pour simuler le transport de contaminants en milieu 2D homogène. En effectuant des analyses de sensibilité sur les amplitudes et les périodes de fluctuation, les auteurs montrent que les effets du régime transitoire sont significatifs seulement pour des amplitudes importantes. Les auteurs mettent également en évidence l'effet du coefficient d'emménagement S sur les distances auxquelles les conditions aux limites n'influencent plus les processus de transport, par effet d'amortissement.

Tous arrivent aux mêmes conclusions, à savoir que les variations de l'intensité des écoulements et de leurs directions ont des influences sur les effets de dispersion des contaminants. Si la question de dispersion apparente est un point essentiel pour la compréhension des processus de transport, il n'en reste pas moins qu'en régime d'écoulement transitoire, les processus advectifs purs influencent grandement les mesures de protection des ressources en eau potable.

Dans la première partie du chapitre, après avoir décrit succinctement la méthodologie employée, les processus de transport seront étudiés dans une configuration simple 1D ainsi que dans une configuration 2D dont les écoulements sont parallèles à l'axe x . Ainsi, les effets de la variation de l'intensité des écoulements seront analysés de manière exhaustive. Les résultats obtenus seront discutés directement à la suite des résultats.

Dans la deuxième partie, une nouvelle solution sera présentée afin de simuler les processus de transport dans des configurations plus générales, où les écoulements se produisent dans une direction quelconque variant dans le temps. Cette solution suppose que la direction des écoulements est à tout instant uniforme sur le domaine. Cette très forte hypothèse n'est cependant pas représentative de conditions réelles d'écoulement.

Les résultats confirmeront les effets de dispersion apparente mis en évidence par les auteurs cités précédemment et montreront de quelle manière le régime transitoire peut être simulé par des approches simplifiées qui considèrent des conditions permanentes de hautes, basses ou de moyennes eaux, avec ou sans modification des paramètres de dispersion.

Ainsi, la compréhension des processus de transport en régime d'écoulement transitoire permettra, dans le chapitre 4, d'analyser leurs influences sur le dimensionnement des zones de protection et des aires d'alimentation des captages d'eau souterraine.

3.2 Méthodologie

3.2.1 Equations de transport

Dans ce travail, les processus de transport sont analysés en utilisant des solutions analytiques des équations classiques d'advection-diffusion.

Pour rappel, l'équation générale des écoulements en milieu poreux, 2D horizontal et sans alimentation par les précipitations est formulée par :

$$\nabla \cdot \mathbf{q} = -S \frac{\partial H}{\partial t} \quad (3.1)$$

où $H(\mathbf{x}, t)$ est la charge hydraulique [L], t est le temps [T], $\mathbf{q} = -\mathbf{T}\nabla H$ est le flux de Darcy [L^2/T] intégré sur la verticale, S [-] est le coefficient d'emménagement et ∇ est l'opérateur nabla [$1/L$].

La forme divergente de l'équation de transport pour un composé conservatif, non réactif et à densité constante est décrite par l'équation classique d'advection-dispersion (ADE) :

$$\frac{\partial \phi C}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q}C + \nabla \cdot \phi \mathbf{D} \nabla C \quad (3.2)$$

où $C(\mathbf{x}, t)$ est la concentration [M/L^3], ϕ est la porosité et $\mathbf{D}$ est le tenseur de macrodispersion [L^2/T] défini par :

$$\mathbf{D} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{\mathbf{q} \otimes \mathbf{q}}{\|\mathbf{q}\|} + \alpha_T \|\mathbf{q}\| \mathbf{I} + \phi d_m \mathbf{I} \quad (3.3)$$

où, d_m [L^2/T] est le coefficient de diffusion moléculaire et α_L et α_T [L] sont respectivement les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale. Le symbole $\otimes$ dénote un produit tensoriel.

Solution 1D horizontale

En 1D, dans un champ d'écoulement uniforme dont la vitesse v varie en fonction du temps. En considérant la porosité constante et un emménagement nul ($\nabla \cdot \mathbf{q} = 0$), l'équation 3.2 peut être réécrite sous sa forme convergente de la manière suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -v(t)\frac{\partial C}{\partial x} + D(t)\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.4)$$

où, $v(t) = q(t)/\phi$ est la vitesse de pore [L/T]. $D(t)$ est le coefficient de dispersion [L²/T] qui, dépendant de la vitesse, varie également en fonction du temps. La dispersion est une quantité qui, par hypothèse, n'est pas réversible. Elle est donc positive quel que soit le signe du vecteur vitesse. En régime d'écoulement transitoire 1D, l'équation 3.3 devient ainsi :

$$D(t) = \alpha_L |v(t)| + d_m \quad (3.5)$$

En considérant un domaine infini ($-\infty < x < \infty$), une condition initiale sous forme d'un pulse de masse unitaire $C(x, 0) = \delta(x)$ la solution de l'équation 3.4 est (Perrochet, 2004, communication personnelle) :

$$c(x, t) = \frac{1}{2\sqrt{\pi}\sqrt{\int_0^t D(u)du}} e^{-\frac{(x - \int_0^t v(u)du)^2}{4 \int_0^t D(u)du}} \quad (3.6)$$

Cette solution simule une distribution des concentrations de forme gaussienne dont le centre de masse est en $x = \int_0^t v(u)du$ et dont la variance est exprimée par $\sigma^2 = 2 \int_0^t D(u)du$ (1/2 du dénominateur en exposant de l'équation 3.6).

Solution 2D horizontale à écoulement uniforme parallèle à l'axe des x

En configuration 2D horizontale, à porosité constante, pour $\nabla \cdot \mathbf{q} = 0$ et dans les cas très particuliers où les écoulements sont toujours parallèles à l'axe x , l'équation 3.2 peut être réécrite sous sa forme convective :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -v(t)\frac{\partial C}{\partial x} + D_L(t)\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_T(t)\frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \quad (3.7)$$

où, $D_L(t)$ et $D_T(t)$ [L²/T] sont respectivement les dispersions longitudinales et transversales. Ces deux paramètres dépendent de la valeur absolue de la vitesse ainsi que du temps et sont définis par :

$$D_L(t) = \alpha_L |v(t)| + d_m \quad (3.8)$$

$$D_T(t) = \alpha_T |v(t)| + d_m \quad (3.9)$$

où α_L et α_T [L] sont respectivement les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale qui ne dépendent plus du temps mais uniquement du milieu.

A nouveau, pour un domaine infini ($-\infty < x < \infty$ et $-\infty < y < \infty$) avec comme condition initiale $C(x, y, 0) = \delta(x)\delta(y)$ la solution de l'équation 3.7 est (Perrochet, 2004, communication personnelle) :

$$c(x, y, t) = \frac{1}{4\pi\sqrt{\int_0^t D_L(u)du \int_0^t D_T(u)du}} e^{-\frac{(x - \int_0^t v(u)du)^2}{4 \int_0^t D_L(u)du}} e^{-\frac{y^2}{4 \int_0^t D_T(u)du}} \quad (3.10)$$

Cette solution représente une distribution des concentrations de type gaussienne anisotrope dont le centre de masse est centrée en $\langle \int_0^t v(u)du ; 0 \rangle$ et dont la variance est $2 \int_0^t D_L(u)du$ selon l'axe des x et $2 \int_0^t D_T(u)du$, selon l'axe des y .

3.2.2 Définition des paramètres transitoires

Les équations 3.6 et 3.10 sont valables quelles que soient les variations temporelles de la vitesse. Dans ce chapitre, l'objectif est d'analyser les effets des fluctuations périodiques des contraintes hydrologiques, qui y sont représentées par la variable v . Afin d'analyser leurs caractères périodiques, les vitesses sont décrites, en première approximation, par des fonctions périodiques et sont représentées mathématiquement par des sinusoïdales simples à un mode, selon l'équation suivante :

$$v(t) = \bar{v} + v_0 \sin\left(\frac{2\pi(t + \varphi)}{P}\right) \quad (3.11)$$

où $\bar{v}$ est la vitesse moyenne de pore [L/T], v_0 est l'amplitude de la variation de la vitesse [L/T], φ est le décalage [T], t est le temps [T] et P est la période de la fluctuation [T].

Ainsi, $\bar{v}$ décrit la composante permanente des conditions hydrologiques et les paramètres v_0 , φ et P caractérisent la composante transitoire. La vitesse

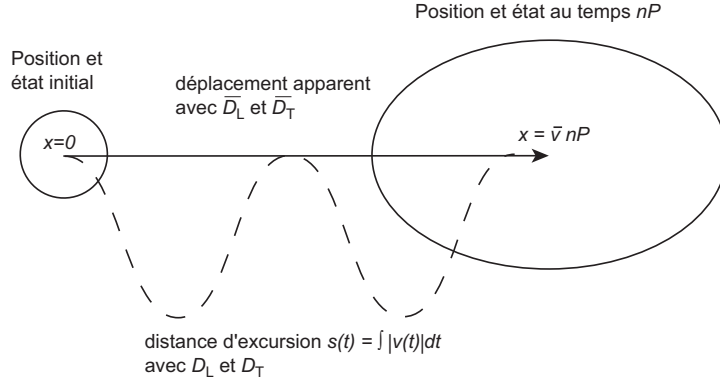


FIG. 3.1 : Représentation schématique de la dispersion apparente liée à la trajectoire réelle ou distance d'excursion suivie par le panache de substance dissoute.

moyenne $\bar{v}$ définit le régime d'écoulement permanent moyen et les vitesses $\bar{v} + v_0$ et $\bar{v} - v_0$ définissent respectivement les régimes d'écoulements permanents de hautes et de basses eaux. Lorsque $v_0 > \bar{v}$, le régime permanent de basses eaux n'a pas vraiment de signification, car le transport s'effectue dans la direction opposée. Dans ce cas, les points localisés à l'amont hydraulique du point d'injection en $\langle 0; 0 \rangle$ sont naturellement protégés de la contamination.

Les effets de chacun de ces paramètres sur les processus de transport seront analysés indépendamment plus loin dans ce chapitre, dans la partie des résultats, à la section 3.3.1.

3.2.3 Notion de dispersion équivalente

En milieu poreux, la dispersion apparente d'un panache de substance dissoute dépend de la dispersivité du milieu mais également de la distance dite *d'excursion* parcourue par les particules. Cette distance s s'obtient classiquement par l'intégration de la valeur absolue de la vitesse par rapport au temps $s(t) = \int_0^t |v(u)| du$ (Fig. 3.1). Le déplacement apparent du panache est la distance entre la position initiale du centre de masse et la position de ce dernier au temps t (Fig. 3.1). En configuration 2D-horizontale avec des écoulements uniformes et parallèles à l'axe x , quand des inversions temporaires de la direction des écoulements se produisent, la distance d'excursion est supérieure au déplacement apparent. L'étendue du panache (dispersion apparente) est obtenue par des dispersions plus importantes que la dispersion hydrodynamique réelle du milieu.

Dans ce chapitre, l'objectif est de quantifier cette dispersion supplémentaire et de déterminer des dispersions équivalentes qui reproduiraient, en régime d'écoulement permanent, la dispersion réelle subie par les particules en régime d'écoulement transitoire.

En 1D, l'étendue d'un panache de substance dissoute de distribution gaussienne peut être caractérisée par son écart-type σ . Cet écart-type se retrouve au dénominateur de l'argument du terme exponentiel de l'équation 3.6. La variance est définie selon :

$$\sigma = 2 \int_0^t D(u) du \quad (3.12)$$

où $D(t) = \alpha_L |v(t)| + d_m$.

En régime d'écoulement permanent équivalent, une variance identique peut être obtenue avec une dispersion équivalente $\bar{D}$ qui agit pendant le même temps t . La variance est ainsi égal à $2\bar{D}t$ avec $\bar{D} = \alpha_L \bar{v}'$. $\bar{v}'$ est une vitesse moyenne qui dépend de la distance réelle parcourue par les particules $s(t)$ (Fig. 3.2).

$$\bar{v}' = \frac{1}{t} s(t) \quad (3.13)$$

Suivant Perrochet (1997) on peut montrer qu'en régime d'écoulement périodique, sur un nombre entier de périodes $t = nP$, la dispersion équivalente $\bar{D}$ est égale à :

$$\bar{D} = \frac{1}{nP} \int_0^{nP} D(u) du \quad (3.14)$$

En substituant $D(t)$ par $\alpha_L |v(t)|$, l'équation 3.14 devient :

$$\bar{D} = \frac{1}{nP} \int_0^{nP} \alpha_L |v(u)| du = \alpha_L \underbrace{\frac{1}{nP} \int_0^{nP} |v(u)| du}_s \underbrace{\quad}_{\bar{v}'} \quad (3.15)$$

Ainsi, la position x du centre de masse du panache à tout instant t est obtenue par l'intégration de la vitesse par rapport au temps, selon $\int_0^t v(u) du$. A chaque nombre entier de périodes, cette position peut également être obtenue avec un déplacement x à vitesse moyenne $\bar{v}$ pendant une durée $t = nP$.

La méthode proposée consiste à définir $v(t)$ par une fonction sinusoïdale simple selon l'équation 3.11. Dans ce cas, la dispersion équivalente $\bar{D}$ est

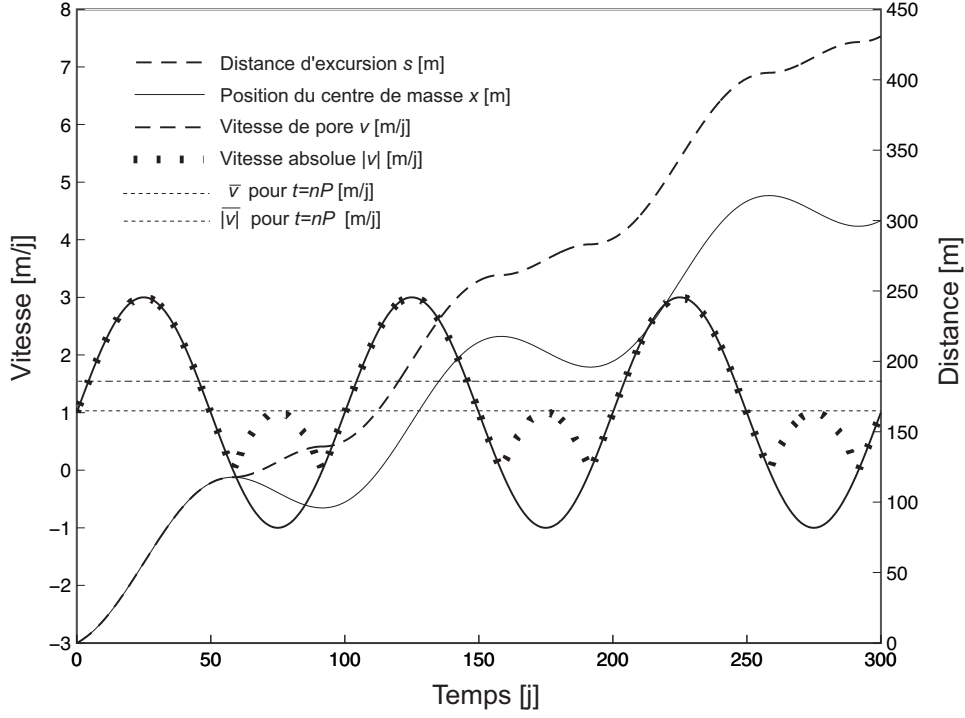


FIG. 3.2 : Comparaison entre la position et la distance d'excursion pour un champ d'écoulement dont la vitesse moyenne est de 1 m/j et qui fluctue avec une amplitude de 2 m/j.

obtenue par l'intégration de l'équation 3.5 en substituant $v(t)$ par l'équation 3.11. Le résultat de l'intégration donne :

$$\bar{D} = \frac{1}{nP} \int_0^{nP} D(u) du = \alpha_L \bar{v} \underbrace{\left(\frac{2}{\pi} \text{Re} \left\{ \arcsin \left(\frac{\bar{v}}{v_0} \right) + \sqrt{\frac{v_0^2}{\bar{v}^2} - 1} \right\} + d_m \right)}_f \quad (3.16)$$

où f est le facteur correctif qui permet d'exprimer $\bar{v}'$ en fonction de $\bar{v}$. Le facteur correctif f dépend du rapport $v_0/\bar{v}$ (Fig. 3.3).

L'équation 3.16 est complexe pour $v_0 < \bar{v}$ et seule la partie réelle est prise en compte. On vérifie que pour $0 \leq v_0 \leq \bar{v}$, l'équation 3.16 donne $\bar{D} = \alpha_L \bar{v} + d_m$. Par conséquent, pour $0 \leq v_0 \leq \bar{v}$, la dispersion équivalente en régime transitoire et pour un nombre entier de périodes est égale à la dispersion classique en régime d'écoulement permanent. Par contre, pour $v_0 > \bar{v}$, une dispersion supplémentaire est constatée. Dans ce cas, le facteur correctif f doit être appliqué (Fig. 3.3).

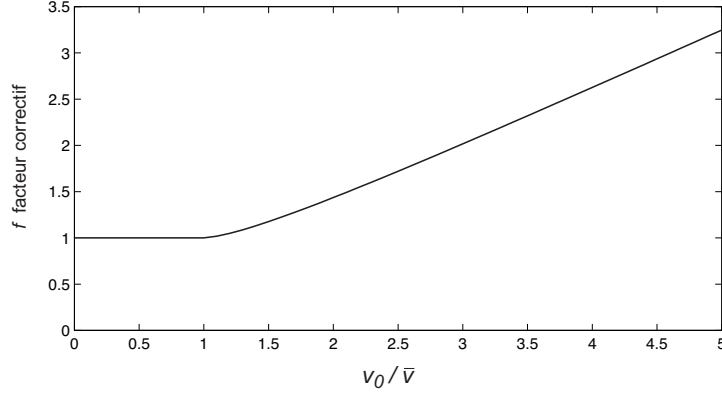


FIG. 3.3 : Facteur correctif des coefficients de dispersivité en fonction du rapport entre la vitesse moyenne $\bar{v}$ et l'amplitude des oscillation v_0 . Des inversions temporaires du gradient hydraulique régionale se produisent pour $\frac{v_0}{\bar{v}} > 1$.

En 2D, le coefficient de dispersion longitudinale équivalent $\bar{D}_L$ et le coefficient de dispersion transversale équivalent $\bar{D}_T$ sont obtenus de manière similaire et les résultats de l'intégration des équations 3.8 et 3.9, pour chaque nombre entier de périodes nP , donnent :

$$\bar{D}_L = \alpha_L \bar{v} \left(\underbrace{\frac{2}{\pi} \text{Re} \left\{ \arcsin \left(\frac{\bar{v}}{v_0} \right) + \sqrt{\frac{v_0^2}{\bar{v}^2} - 1} \right\}}_f + d_m \right) \quad (3.17)$$

$$\bar{D}_T = \alpha_T \bar{v} \left(\underbrace{\frac{2}{\pi} \text{Re} \left\{ \arcsin \left(\frac{\bar{v}}{v_0} \right) + \sqrt{\frac{v_0^2}{\bar{v}^2} - 1} \right\}}_f + d_m \right) \quad (3.18)$$

Ainsi, l'équation de transport peut être réécrite avec une vitesse moyenne $\bar{v}$ et des dispersions équivalentes $\bar{D}_L$ et $\bar{D}_T$ indépendantes du temps, selon :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\bar{v} \frac{\partial C}{\partial x} + \bar{D}_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \bar{D}_T \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \quad (3.19)$$

et la solution, avec $C(x, y, 0) = \delta(x)\delta(y)$, est :

$$c(x, y, t) = \frac{1}{4\pi\sqrt{\bar{D}_L\bar{D}_T t^2}} e^{-\frac{(x-\bar{v}t)^2}{4\bar{D}_L t}} e^{-\frac{y^2}{4\bar{D}_T t}} \quad (3.20)$$

Pour une configuration 1D, avec la condition initiale $C(x, 0) = \delta(x)$ et pour un nombre entier de périodes, soit au temps $t = nP$, la solution est :

$$c(x, t) = \frac{1}{2\sqrt{\pi}\sqrt{\bar{D}t}} e^{-\frac{(x-\bar{v}t)^2}{4\bar{D}t}} \quad (3.21)$$

Exemple de processus de dispersion apparente

Les méthodes de détermination des paramètres de dispersion équivalente sont illustrées pour un cas extrême dans lequel les écoulements moyens sont nuls mais où les vitesses instantanées oscillent périodiquement autour de cette valeur moyenne nulle. Dans un tel scénario, les dispersions calculées par les équations classiques en régime permanent donneraient une dispersion réduite à la diffusion moléculaire (dispersion hydrodynamique nulle).

En réalité, dans un tel système, le panache de substance dissoute oscille périodiquement autour du point d'observation ($\bar{v} = 0$) et subit des effets classiques de dispersion hydrodynamique qui sont fonction de l'amplitude et de la dispersivité du milieu $\bar{D} = \alpha_L \frac{2}{\pi} v_0$. Ces effets sont illustrés par la figure 3.4 qui montre les distributions spatiales d'un panache d'un contaminant au temps initial (sous forme d'un pulse) et à des temps correspondant à $P/4$, $P/2$, $3P/4$ et finalement au bout d'une période complète. La dispersion réelle subie par le panache au bout d'une période complète ne peut donc pas être simulée par les équations classiques mais uniquement par les équations 3.16, 3.17 et 3.18 qui permettent de calculer une dispersion équivalente.

Ainsi, pour une amplitude de 1 m/j et 2 m/j et une dispersivité $\alpha_L = 10$ m, l'équation 3.16 donne des valeurs de dispersions $\bar{D} = 6.37$ et 12.74 m²/j, respectivement ($\bar{D} = \alpha_L \frac{2}{\pi} v_0$).

Le cas illustré précédemment est un cas extrême, mais il permet d'illustrer clairement les effets de dispersion induits par les fluctuations périodiques des vitesses qui auront des conséquences sur la vulnérabilité des captages d'eau souterraine.

3.2.4 Critères de vulnérabilité

Les processus de transport sont analysés en régime d'écoulement transitoire périodique, dans un premier temps dans un domaine 1D, puis dans un domaine 2D où les écoulements sont parallèles à l'axe x .

La méthode consiste à analyser, au point d'observation $\mathbf{x}_s$ l'évolution temporelle des courbes de concentration $c(\mathbf{x}_s, t)$ obtenues par la résolution des équations 3.6 et 3.10 en substituant $v(t)$ par l'équation 3.11.

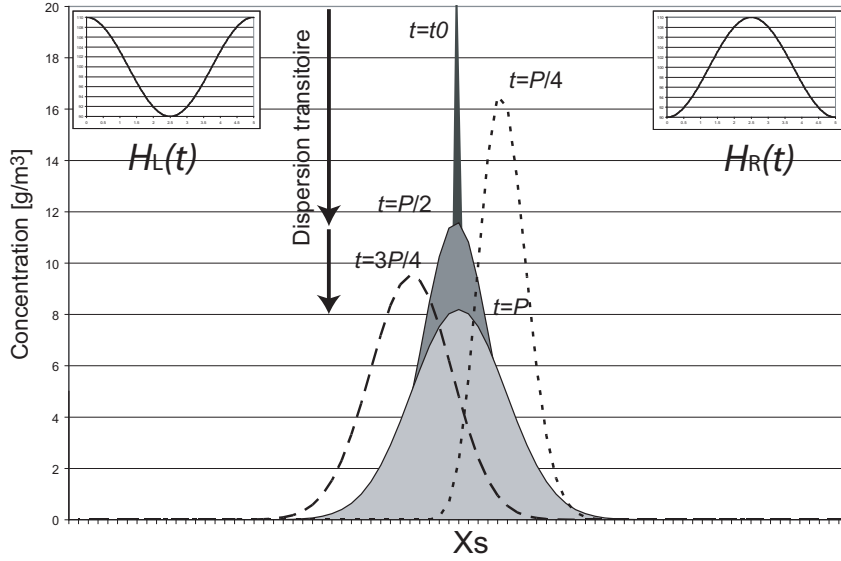


FIG. 3.4 : Effet de dispersion supplémentaire engendré dans un champ d'écoulement dont les vitesses oscillent autour d'une vitesse moyenne nulle.

Les effets respectifs des trois paramètres transitoires de l'équation 3.11, soit l'amplitude v_0 , la période P et le déphasage φ sur les processus de transport sont analysés indépendamment, avec une attention particulière portée sur les quatre critères de vulnérabilité définis ci-dessous.

Le premier critère, la concentration maximale $c_{\max}$, correspond simplement à la valeur maximale de la concentration simulée au point d'observation (Fig. 3.5).

Le deuxième critère est le temps d'arrivée du pic de concentration $t_{c,\max}$ auquel $c_{\max}$ est atteint (Fig. 3.5). Par effet de dispersion, le temps d'arrivée du pic de concentration n'est pas égal à celui qui serait obtenu si un régime advectif pur était considéré. Cela est simplement dû au fait qu'entre le temps où les premières particules sont détectées et le temps de passage du centre de masse - qui est le point dans l'espace où à tout instant t la concentration est maximale - le panache a davantage le temps de subir l'effet de la dispersion. Au moment du passage du centre de masse, la concentration observée en un point d'observation x_s n'est pas la concentration maximale. Plus la dispersion est importante, plus les temps $t_{c,\max}$ sont anticipés par rapport au temps de passage du centre de masse.

Le troisième critère est le temps $t_{c,1}$ auquel une concentration seuil c_1 est dépassée. Dans cette étude, c_1 est une valeur générique définie de manière arbitraire pour illustrer les méthodes. Dans la pratique, cette valeur seuil

peut correspondre au temps de première détection ou au temps de dépassement d'une norme fixée par la législation.

Finalement, le dernier critère est la durée pendant laquelle c_l est dépassée. Cette dernière est définie comme la différence entre le premier et le dernier temps de dépassement. Lorsque des inversions de courant se produisent, la courbe de concentration peut présenter un caractère bimodal (Fig. 3.5). Entre les deux pics de concentration, il est tout à fait possible que pendant un certain intervalle de temps, les valeurs de concentration passent temporairement en dessous de c_l (Fig. 3.5). Dans cette étude, afin de favoriser l'aspect sécuritaire, la durée pendant laquelle c_l est dépassée, inclut cet intervalle de temps.

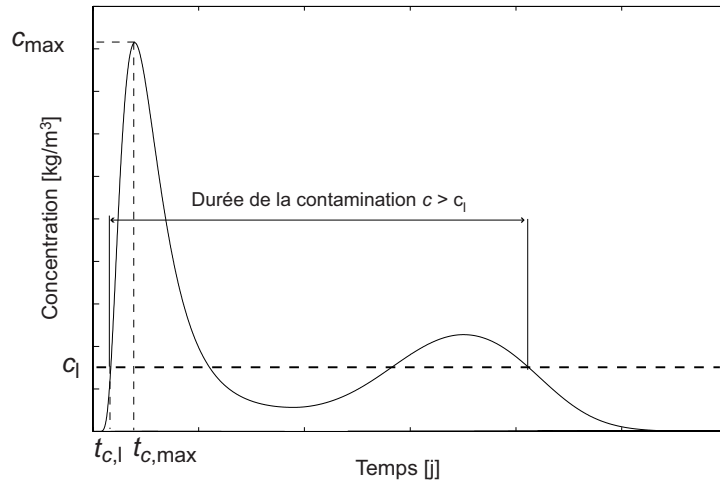


FIG. 3.5 : Exemple de courbe de concentration pour un cas d'inversion temporaire de courant et illustration des quatre critères de vulnérabilité. (a) la concentration maximale c_{max} et (b) son temps d'arrivée $t_{c,max}$, (c) le temps de dépassement d'une concentration limite c_l et (d) la durée pendant laquelle cette concentration est dépassée. Dans les cas où elle se produit, cette durée comprend la période où la concentration est temporairement inférieure à c_l , tel qu'illustré sur le graphique.

3.3 Analyse des processus de transport

3.3.1 Analyse de sensibilité en 1D

Les méthodes décrites précédemment sont appliquées dans un premier temps, dans une configuration 1D. Pour l'ensemble des cas théoriques présentés dans cette section, les valeurs des paramètres suivants restent inchangées. Ainsi, le coefficient de dispersivité longitudinale est $\alpha_L = 10$ m. Le coefficient de diffusion moléculaire est $d_m = 8.64 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{j}$. La vitesse moyenne de pore est $\bar{v} = 2 \text{ m/j}$. Le coefficient de dispersion » classique « (basé sur la vitesse moyenne) est $D = 20 \text{ m}^2/\text{j}$. La masse totale de matière dissoute dans la phase liquide est $M_0 = 1 \text{ kg}$.

Les figures 3.6 et 3.7 synthétisent les effets du déphasage φ , de la période de fluctuation P et de l'amplitude de la vitesse v_0 , sur les courbes de concentration à un point d'observation localisé à 100 m du point d'injection. Avec les paramètres définis précédemment, le temps de passage du centre de masse en régime d'écoulement permanent moyen est de $\frac{100}{2} = 50 \text{ j}$. Les courbes de concentration sont présentées pour des périodes représentatives de conditions réelles, soit des périodes de fluctuations quotidiennes ($P = 1 \text{ j}$), mensuelles ($P = 30 \text{ j}$), saisonnières ($P = 100 \text{ j}$) et annuelles ($P = 300 \text{ j}$). Les résultats sont présentés pour trois amplitudes de $v(t)$. Un premier cas, où il n'y a pas d'inversion de gradient ($v_0 = 1 \text{ m/j}$), un deuxième cas où l'amplitude est égale à la vitesse moyenne ($v_0 = 2 \text{ m/j}$), et finalement un troisième cas qui implique des inversions temporaires du sens de l'écoulement ($v_0 = 3 \text{ m/j}$). Chaque graphique des figures 3.6 et 3.7 compare la solution 1D de transport en régime d'écoulement permanent (traits pleins épais), la solution 1D de transport en régime permanent avec une dispersion équivalente calculée selon l'équation 3.21 (trait-tillé épais) et les solutions transitoires pour 10 valeurs de déphasage comprises entre 0 et P (Eq. 3.6, traits pleins fins).

Pour $v_0 = 1$ et $v_0 = 2 \text{ m/j}$, l'équation 3.16 donne des dispersions équivalentes identiques à $D = 20 \text{ m}^2/\text{j}$, mais pour $v_0 = 3 \text{ m/j}$, la dispersion équivalente est $\bar{D} = 23.53 \text{ m}^2/\text{j}$.

Sur la base des paramètres précédents, les conditions de hautes eaux sont donc définies avec des vitesses respectives de 3 et 4 m/j (pour $v_0 = 1$ et $v_0 = 2 \text{ m/j}$) et les conditions de basses eaux avec des vitesses de 1 et 0 m/j, respectivement. Pour $v_0 = 3 \text{ m/j}$, les conditions de basses eaux ne sont pas définies.

Les valeurs des quatre critères de vulnérabilité sont résumées, pour les conditions permanentes de moyennes, basses et hautes eaux, dans le tableau 3.1. Pour une amplitude de 2 m/j, le régime permanent de basses eaux est caractérisé par une vitesse d'écoulement nulle. Dans une telle situation, les temps d'arrivée tendent vers l'infini. Par conséquent les critères de vulnérabilité

		$c_{\max}$ [gr/m ³]	$t_{c,\max}$ [j]	$t_{c,1}$ [j]	Durée [j]
	Permanent moyen	9.15	45.2	18.6	94.8
$v_0 = 1$ m/j	Hautes eaux	9.15	30.2	12.4	63.2
	Basses eaux	9.15	90.4	37.0	190.0
$v_0 = 1.9$ m/j	Hautes eaux	9.15	23.2	9.6	48.6
	Basses eaux	9.15	905.0	369.8	1901.0
$v_0 = 3$ m/j	Hautes eaux	9.15	18.0	7.4	38.0
	Basses eaux	-	-	-	-

TAB. 3.1 : Valeurs des quatre critères de vulnérabilité pour les régimes permanents de moyennes, basses et hautes eaux pour différentes amplitudes. Le point d'observation est localisé à 100 m du point d'injection.

définis dans ce chapitre n'ont plus vraiment de signification, C'est pourquoi, lorsque l'amplitude est proche de la vitesse moyenne, une amplitude de 1.9 m/j a été définie pour illustrer les conditions de basses eaux. Dans ce cas, la vitesse d'écoulement est de 0.1 m/j. Les résultats du tableau 3.1 montrent en conséquence, les temps d'arrivée du pic de concentration et de la valeur seuil, ainsi que la durée de dépassement du seuil, deviennent très grands. Cependant, la valeur de la concentration maximale ne change pas. Ces résultats sont présentés plus en détails dans les paragraphes qui suivent.

Selon la distance au point d'injection, l'amplitude et la période des fluctuations transitoires, les résultats montrent qu'en premier lieu, les courbes de concentration simulées en un point d'observation localisé à 100 m du point d'injection peuvent varier sensiblement. Plus l'amplitude et la période sont grandes, plus les courbes de concentration montrent des variations importantes qui entraînent des modifications non négligeables des critères de vulnérabilité.

Pour des périodes courtes et lorsqu'il n'y a pas d'inversion du champ de vitesse, toutes les courbes de concentration sont confondues. Les concentrations maximales sont de 9.15 g/m³ et les temps d'arrivée des pics de concentration sont compris entre 45.2 et 45.4 j et cela quel que soit le moment où la contamination se produit. En régime d'écoulement permanent de moyennes eaux, ce temps est $t_{c,\max}=45.2$ j. (Fig. 3.6-A,B).

Effets sur la concentration maximale $c_{\max}$

Dans cette section, les effets des paramètres transitoires sur les valeurs de concentration maximale $c_{\max}$ sont analysés. Pour l'ensemble des cas présen-

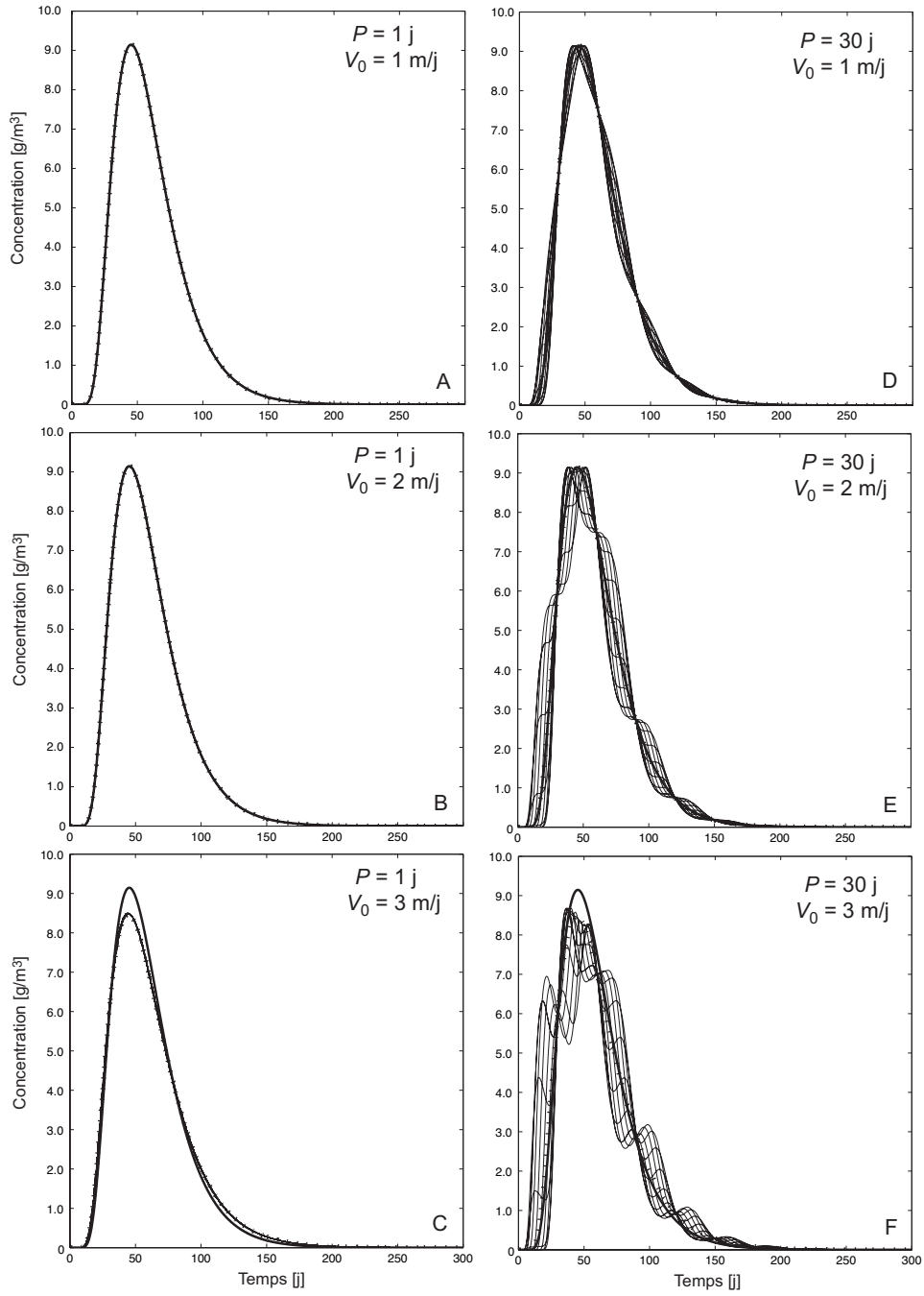


FIG. 3.6 : Effet du déphasage φ sur les courbes de concentration à 100 m du point d'injection pour différentes valeurs de v_0 et pour $P = 1$ j et $P = 30$ j (avec $\bar{v} = 2$ m/j et $\alpha_L = 10$ m). Comparaison avec la solution permanente (trait plein épais) et avec la solution qui prend en compte la dispersion équivalente (pointillés).

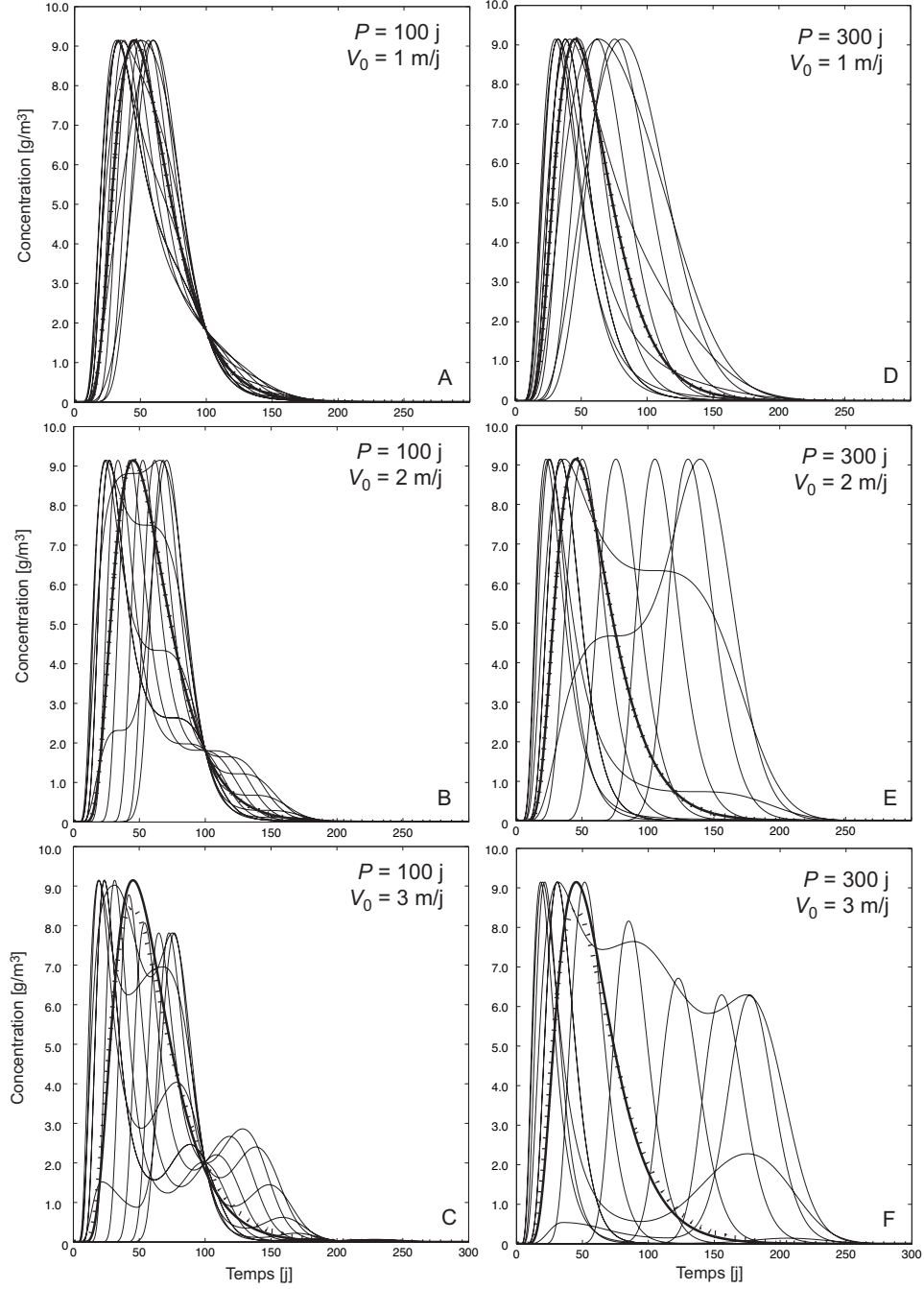


FIG. 3.7 : Effet du déphasage φ sur les courbes de concentration à 100 m du point d'injection pour différentes valeurs de v_0 et pour $P = 100 \text{ j}$ et $P = 300 \text{ j}$ (avec $\bar{v} = 2 \text{ m/j}$ et $\alpha_L = 10 \text{ m}$). Comparaison avec la solution permanente (trait plein épais) et avec la solution qui prend en compte la dispersion équivalente (pointillés).

		Transitoire				Permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 30$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 100$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 300$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
$v_0 = 2$ m/j	$P = 1$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 30$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 100$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
	$P = 300$ j	9.15	9.15	9.15	0.00	9.15	9.15
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	8.39	8.48	8.56	0.17	9.15	8.47
	$P = 30$ j	8.27	8.50	8.68	0.41	9.15	8.47
	$P = 100$ j	7.81	8.56	9.15	1.34	9.15	8.47
	$P = 300$ j	6.29	8.24	9.15	2.86	9.15	8.47

TAB. 3.2 : Concentrations maximales $c_{\max}$ [g/m³] simulées à 100 m du point d'injection en fonction de la période et de l'amplitude. (min ; moy ; max ; Δ) valeurs minimales, moyennes et maximales et écart entre le maximum et le minimum en régime transitoire. Chaque valeur de $c_{\max}$ est obtenue avec un décalage temporel φ spécifique qui est compris entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau ; (moy) valeurs en régime permanent moyen ; (eq) valeurs en régime permanent équivalent.

tés par les figures 3.6 et 3.7, les valeurs de $c_{\max}$ sont résumées dans le tableau 3.2.

Les résultats montrent que tant qu'il n'y a pas d'inversion de vitesse, les valeurs de concentration maximale $c_{\max} = 9.15$ g/m³ sont identiques et cela quelle que soit la période de fluctuation. Cette observation confirme que dans ces conditions, le régime transitoire n'induit aucun effet de dispersion supplémentaire.

Cependant, lorsque l'amplitude est telle, que des inversions temporaires de la vitesse se produisent, des effets de dispersion supplémentaires sont induits entraînant une diminution de la valeur de concentration maximale. Pour une période de 1 j, l'ensemble des courbes de concentration en régime transitoire est confondu et les concentrations maximales simulées sont de 8.47 g/m³ (Fig. 3.6-C). Les résultats montrent également que le régime permanent équivalent donne une valeur de $c_{\max}$ identique au régime transitoire.

Lorsque les périodes de fluctuation augmentent, les valeurs maximales de concentration montrent une variabilité en fonction du moment où la contamination se produit. Par exemple, pour une période de 30 j et une amplitude de 3 m/j, les valeurs de $c_{\max}$ sont comprises entre 8.27 et 8.68 g/m³ (Fig.

		Transitoire				Permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	45.2	45.3	45.4	0.2	45.2	45.2
	$P = 30$ j	41.0	45.2	49.6	8.6	45.2	45.2
	$P = 100$ j	31.8	45.6	60.4	28.6	45.2	45.2
	$P = 300$ j	30.4	50.3	81.0	50.6	45.2	45.2
$v_0 = 2$ m/j	$P = 1$ j	45.2	45.3	45.4	0.2	45.2	45.2
	$P = 30$ j	38.0	45.1	52.2	14.2	45.2	45.2
	$P = 100$ j	23.6	46.2	70.6	47.0	45.2	45.2
	$P = 300$ j	22.8	64.4	140.2	117.4	45.2	45.2
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	43.6	44.3	45.0	1.4	45.2	44.4
	$P = 30$ j	36.4	43.5	53.8	17.4	45.2	44.4
	$P = 100$ j	18.8	44.2	76.8	58.0	45.2	44.4
	$P = 300$ j	18.2	70.8	180.6	162.4	45.2	44.4

TAB. 3.3 : Temps d'arrivée $t_{c,\max}$ [j] du pic de concentration maximale à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période. (min ; moy ; max) temps d'arrivée minimum, moyen, maximum en régime transitoire. Chaque valeur de $t_{c,\max}$ est obtenue avec un décalage temporel φ spécifique qui est compris entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau ; Δ est l'écart entre le maximum et le minimum ; (moy) temps d'arrivée en régime permanent ; (eq) temps d'arrivée en régime permanent équivalent.

3.6-F). Pour une période de 100 j, $c_{\max}$ est compris entre 7.81 et 9.15 g/m³ (Fig. 3.7-C). Finalement, pour $P = 300$ j, $c_{\max}$ est compris entre 6.29 et 9.15 g/m³ (Fig. 3.7-F). Il est intéressant de constater que pour des périodes suffisamment longues, la valeur maximale des concentrations est égale à la valeur de $c_{\max}$ obtenue en régime d'écoulement permanent.

Effets sur le temps d'arrivée du pic de concentration $t_{c,\max}$

Dans cette section, les effets des paramètres transitoires sur le temps d'arrivée $t_{c,\max}$ du pic de concentration sont analysés. Les figures 3.6 et 3.7 montrent qu'en régime transitoire, ces temps peuvent être très variables selon l'amplitude et la période des fluctuations. Pour l'ensemble des cas présentés par les figures 3.6 et 3.7, les valeurs de $t_{c,\max}$ sont synthétisées par le tableau 3.3.

Par effet classique de dispersion, les temps d'arrivée des pics de concentration sont toujours inférieurs au temps de passage théorique du centre de masse lorsque des processus d'advection pures sont considérés (le temps ad-

vectif moyen étant de 50 j). Plus la valeur de dispersion est importante, plus l'arrivée du pic de concentration est anticipée.

Ainsi, pour des périodes courtes et lorsqu'il n'y a pas d'inversion de courant, les temps d'arrivée $t_{c,max}$ sont de 45.3 ± 0.1 j et cela quel que soit le moment où la contamination se produit. Lorsqu'une inversion de la vitesse se produit, pour $v_0 = 3$ m/j, le temps d'arrivée moyen est légèrement inférieur et est de 44.3 ± 0.7 j (Fig. 3.6-C). Cette valeur illustre à nouveau les effets de dispersion supplémentaire induits par le régime transitoire qui précipitent quelque peu l'arrivée du pic de concentration. La figure 3.6-C montre également que le temps d'arrivée de la concentration maximale en régime permanent équivalent est de 44.5 j ce qui indique que l'équation de détermination de la dispersion équivalente est appropriée (Eq. 3.16).

Cependant, lorsque la période de fluctuation augmente et pour une amplitude donnée, les pics de concentration peuvent arriver à des temps sensiblement différents. Selon le moment où la contamination se produit, relatif à la période de fluctuation, les temps d'arrivée sont compris dans un intervalle dont la dimension augmente avec la période. Ainsi pour une période de 30 j et une amplitude de 1 m/j, les temps d'arrivée sont compris entre 41.0 j et 49.6 j donnant un intervalle de 8.6 j. Pour la même amplitude, même avec $P = 100$ j, les temps d'arrivée sont compris entre 31.8 et 60.4 j définissant un intervalle de 28.6 j. Finalement, avec $P = 300$ j, les temps sont compris entre 30.4 et 81.0 j. Dans ce dernier cas, l'intervalle est de 50.6 j. Pour une amplitude de 2 m/j et une période de 300 j, les intervalles montent jusqu'à 117.4 j et peuvent atteindre 162.4 j pour une amplitude de 3m/j.

Ces résultats confirment d'abord l'effet de dispersion du régime d'écoulement transitoire sur les temps d'arrivée. Plus les périodes sont longues et plus l'amplitude est importante, plus cette dispersion des temps est importante. Il a été montré précédemment que pour de telles périodes, il n'y a pas de dispersion supplémentaire liée au régime transitoire. Ainsi cette dispersion des temps est attribuée aux effets advectifs différés.

Les résultats montrent également que pour des périodes courtes et pour des faibles amplitudes, la moyenne des temps d'arrivée est relativement proche du temps d'arrivée en régime d'écoulement permanent. Cependant, lorsqu'il y a une inversion de courant, ces différences augmentent. Pour $P = 300$ j et $v_0 = 3$ m/j, la moyenne des temps d'arrivée en régime transitoire est de 70.8 j et le temps d'arrivée en régime permanent de 45.2 j. A nouveau, ces différences sont dues à des effets purement advectifs.

En termes de vulnérabilité, le point important réside dans le fait qu'en régime d'écoulement transitoire, les valeurs minimales des temps d'arrivée du pic de concentration, sont toujours inférieures ou égales aux temps d'arrivée en régimes d'écoulements permanents moyens ou équivalents et inférieurs à ceux obtenus en régime permanent de hautes eaux. En effet, les résultats

du tableau 3.1 montrent que pour $P=100$ j et $v_0=1$ m/j, le temps minimum d'arrivée est de 31.8 j, alors que le temps d'arrivée en régime de hautes eaux est de 30.2 j (Fig. 3.8). Pour le cas le plus extrême, soit pour $P=300$ j et $v_0=3$ m/j, le temps minimum en régime transitoire est de 18.2 j alors qu'en régime permanent de hautes eaux, le temps est de 18.0 j.

Les résultats montrent que plus la période est longue, plus le temps minimum obtenu en régime d'écoulement transitoire s'approche de la valeur permanente de hautes eaux. Cela signifie simplement que pour des périodes supérieures au double du temps de transit moyen, selon les valeurs du déphasage, le panache atteint le point d'observation avant que se produise l'inversion des écoulements.

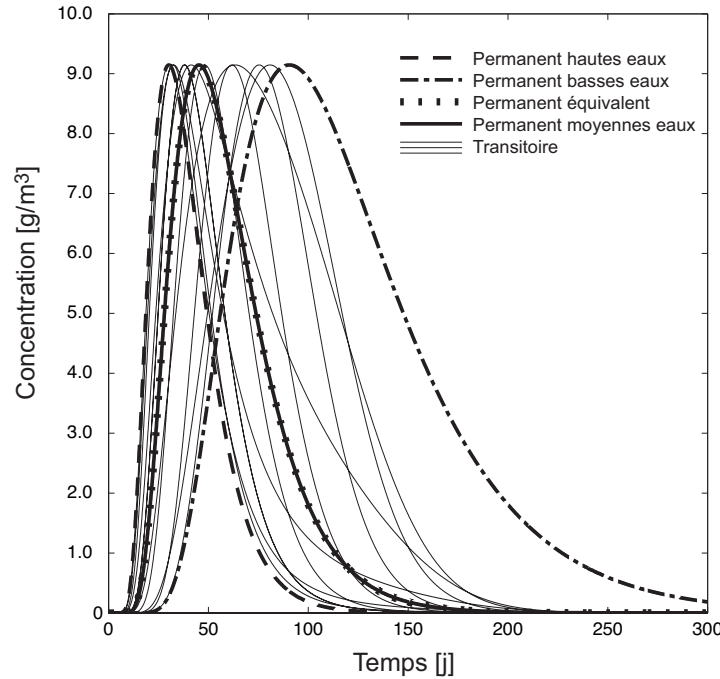


FIG. 3.8 : Comparaison entre les courbes de concentration en régime d'écoulement transitoire (avec $0 < \varphi < T$, $v_0 = 1$ m/j, $\bar{v} = 2$ m/j et $P = 100$ j) et les courbes de concentration en régimes d'écoulements permanents de hautes eaux, de basses eaux, de moyennes eaux, et de moyennes eaux avec dispersion équivalente.

Temps $t_{c,l}$ où le seuil de concentration c_l est dépassé

Le troisième critère de vulnérabilité est l'instant où un seuil de concentration c_l est dépassé. Dans la pratique, cette valeur seuil peut correspondre au temps de première détection ou au temps où une norme légale de concentration d'une substance quelconque est atteinte. Ce temps est considéré ici de manière purement théorique et la valeur seuil $c_l = 1$ gr/m³ est définie

		Transitoire				Permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	18.4	18.6	18.8	0.4	18.6	18.6
	$P = 30$ j	13.8	18.2	22.2	8.4	18.6	18.6
	$P = 100$ j	12.6	20.4	32.0	19.4	18.6	18.6
	$P = 300$ j	12.4	21.2	36.2	23.8	18.6	18.6
$v_0 = 2$ m/j	$P = 1$ j	18.4	18.6	18.8	0.4	18.6	18.6
	$P = 30$ j	10.2	17.7	24.2	14.0	18.6	18.6
	$P = 100$ j	9.4	24.7	50.4	41.0	18.6	18.6
	$P = 300$ j	9.4	35.2	102.4	93.0	18.6	18.6
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	17.2	17.4	17.8	0.6	18.6	17.4
	$P = 30$ j	8.0	16.5	24.4	16.4	18.6	17.4
	$P = 100$ j	7.6	26.4	58.2	50.6	18.6	17.4
	$P = 300$ j	7.4	46.0	144.8	137.4	18.6	17.4

TAB. 3.4 : Temps $t_{c,l}$ [j] auquel la valeur seuil $c_l > 1$ g/m³ est dépassée en un point d'observation localisé à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période. (min ; moy ; max ; Δ) temps minimum, moyen, maximum et écart entre le minimum et le maximum en régime transitoire. Chaque valeur de $t_{c,l}$ est obtenue avec un décalage temporel φ spécifique qui est compris entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau ; (moy) temps de dépassement en régime permanent ; (eq) temps de dépassement en régime permanent équivalent.

arbitrairement. Les effets des trois paramètres transitoires sur le temps auquel ce seuil est atteint, sont analysés dans cette section. Les résultats sont présentés de manière synthétique par les figures 3.6 et 3.7 ainsi que dans le tableau 3.4.

Les résultats montrent qu'en régime d'écoulement transitoire, les temps auxquels la valeur seuil est dépassée varient selon le moment où la contamination se produit. Comme pour les critères précédents, pour les périodes courtes et pour des amplitudes faibles, les valeurs sont proches du temps de 18.6 j obtenu en régime d'écoulement permanent moyen.

Lorsque la période et l'amplitude augmentent, les résultats du tableau 3.4 montrent une augmentation de la dispersion des valeurs de $t_{c,l}$ autour de la valeur moyenne. Ainsi, pour $P = 30$ j et $v_0 = 1$ m/j, les temps de dépassement sont compris entre 13.8 et 22.2 j, soit un intervalle de 8.4 j. Pour $P = 300$ j et $v_0 = 3$ m/j, les temps sont compris entre 7.4 et 144.8 j, soit un intervalle de 137.4 j.

Ces écarts de temps sont également observés pour des amplitudes faibles pour lesquelles il n'y a pas d'inversion de courant et donc pas de disper-

sion supplémentaire. Ainsi, ces écarts sont produits par des effets purement advectifs.

Les résultats montrent également que la moyenne des temps obtenus en régime transitoire sont du même ordre de grandeur, voir supérieur, au temps permanent moyen. Cette observation ne pouvant être expliquée par des processus de dispersion supplémentaire, elle confirme l'interprétation précédente, comme quoi la dispersion des temps d'arrivée est principalement due aux des processus d'advection.

Cependant, pour les cas où des inversions de courant se produisent, les temps auxquels la valeur seuil est atteinte peuvent être sensiblement inférieurs aux temps obtenus en régime permanent. Pour $P = 1$ j et $v_0 = 3$ m/j, les temps sont compris entre 17.2 et 17.8 j, alors que le temps permanent moyen est de 18.6 j. De plus, la moyenne transitoire de 17.4 j est semblable à la valeur obtenue en régime d'écoulement permanent équivalent. Cela illustre des effets liés à la dispersion supplémentaire induite par les fluctuations transitoires qui seront commentés dans la partie de discussion des résultats.

Durée de la contamination

Finalement, le dernier critère de vulnérabilité est la durée pendant laquelle la valeur seuil $c_l = 1$ gr/m³ est dépassée. Pour simplifier la description des résultats, cette durée est définie ici comme une durée de contamination, en supposant que les processus étudiés concernent cette problématique. Comme expliqué précédemment, lorsque des inversions du courant se produisent, la courbe de concentration peut présenter un caractère bimodal et la durée prend en compte l'éventuelle période pendant laquelle la concentration redescend temporairement en dessous de la valeur seuil (Fig. 3.5). Les durées sont à nouveau calculées pour différentes périodes et amplitudes de fluctuations et les résultats sont présentés dans le tableau 3.5. La durée de référence en régime permanent moyen est de 94.8 j.

Les résultats montrent que l'amplitude, la période et le déphasage peuvent influencer la durée de la contamination. Pour une amplitude et une période données, les durées sont, comme pour les autres critères de vulnérabilité, comprises entre un minimum et un maximum (Tab. 3.5). Plus la période et l'amplitude sont grandes plus les variabilités des durées de contamination sont importantes. Pour une période courte et une amplitude faible, l'ensemble des courbes de concentration sont confondues (Figs. 3.5-A et 3.5-B).

Les résultats montrent tout d'abord qu'en régime d'écoulement permanent équivalent, par effet de dispersion supplémentaire, la durée de la contamination est plus importante à hauteur de 100.8 j (Tab. 3.5).

		Transitoire				Permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	94.8	94.9	95.0	0.2	94.8	94.8
	$P = 30$ j	93.2	94.6	98.8	5.6	94.8	94.8
	$P = 100$ j	90.2	94.7	96.6	6.4	94.8	94.8
	$P = 300$ j	64.8	95.2	142.4	77.6	94.8	94.8
$v_0 = 2$ m/j	$P = 1$ j	94.8	94.8	95.2	0.4	94.8	94.8
	$P = 30$ j	92.2	93.9	104.4	12.2	94.8	94.8
	$P = 100$ j	68.4	95.1	97.4	29.0	94.8	94.8
	$P = 300$ j	48.4	86.3	184.2	135.8	94.8	94.8
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	99.8	100.8	101.6	1.8	94.8	100.8
	$P = 30$ j	93.8	102.8	111.8	18.0	94.8	100.8
	$P = 100$ j	99.2	103.7	150.2	51.0	94.8	100.8
	$P = 300$ j	38.4	86.9	216.0	177.6	94.8	100.8

TAB. 3.5 : Durée [j] pendant laquelle la valeur seuil $c > 1$ g/m³ est dépassée à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période. (min ; moy ; max ; Δ) durée minimale, moyenne, maximale et écart entre le minimum et le maximum en régime transitoire. Chacune des durées est obtenue par une valeur de φ spécifique qui est comprise entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau ; (moy) durée en régime permanent ; (eq) durée en régime permanent équivalent.

Ensuite, quelles que soient l'amplitude et la période, le tableau 3.5 montre que, selon le moment où la contamination se produit, la durée peut être soit supérieure, soit inférieure à la durée calculée en régime d'écoulement permanent ou, lorsque $v_0 > \bar{v}$, à celle calculée en régime permanent équivalent. Par exemple, pour $P = 100$ j et $v_0 = 2$ m/j, les durées sont comprises entre 68.4 j et 97.4 j. Pour $P = 1$ j et $v_0 = 3$ m/j, elles sont comprises entre 99.8 et 101.6 avec une moyenne de 100.8 j et sont donc supérieures à la durée de référence de 94.8 j. Par contre, elles sont bien comprises de part et d'autre de la durée de 100.8 j du régime permanent équivalent. Dans des cas extrêmes où il n'y a temporairement plus d'écoulement ou pire, lorsque les écoulements sont inversés, les durées de contamination peuvent atteindre des valeurs supérieures au double du temps calculé en régime permanent ou équivalent. Ainsi pour $P = 300$ j et $v_0 = 3$ m/j, la durée maximale calculée est de 216 j.

Cela s'explique simplement par le fait que si le panache passe au niveau du point d'observation en période de hautes eaux, il passe plus rapidement au-delà du point et la durée pendant laquelle la valeur seuil est dépassée est plus faible que si le panache passe en période de basses eaux. Lorsque les écoulements sont nuls ($v_0 = \bar{v}$), la panache sera tout simplement immobilisé

au niveau du point d'observation et la contamination durera jusqu'au moment où les écoulement recommencent. Lorsque des inversions de courant se produisent, chaque particule peut potentiellement passer plusieurs fois au niveau du point d'observation et les durées de contamination peuvent également être très longues.

A nouveau, pour des périodes courtes, la similitude entre les durées en régime transitoires avec celle obtenue en régime permanent équivalent confirme une nouvelle fois que ce dernier permet de simuler le régime transitoire avec une très bonne approximation.

Finalement, les résultats montrent que les durées calculées en régime transitoire sont toujours comprises entre celles obtenues en régime permanent de hautes eaux (borne inférieure) et celles obtenues en régime permanent de basses eaux (borne supérieure) (Tabs. 3.5 et 3.1). Pour $v_0 = 1$ m/j et $T=100$ j, la durée minimale et maximale transitoire sont respectivement de 64.4 et 142.4 j et ces durées sont bien comprises entre les durées de 63.2 et 190 j des régimes permanents de hautes et de basses eaux, respectivement.

3.3.2 Variabilité en fonction de la distance du point d'observation

Finalement l'effet de la distance entre le point d'injection et le point d'observation sur les critères de vulnérabilités en régime d'écoulement transitoire est analysé. La figure 3.9 représente graphiquement les temps d'arrivée en fonction de la distance pour des amplitudes de 1, 2 et 3 m/j.

Pour une amplitude de 1 m/j, quelle que soit la distance du point d'observation, les temps d'arrivée sont distribués autour des temps obtenus en régime permanent moyen (Fig. 3.9-A). Plus la période est grande, plus la dispersion autour de la valeur moyenne est importante. Cependant, les résultats montrent que les temps d'arrivée sont toujours compris entre ceux obtenus en régime permanent de hautes et de basses eaux (Fig 3.9-A).

La figure 3.9-A montre qu'à une distance de 300 m, les temps d'arrivée sont de 150 j et cela quel que soit le régime d'écoulement considéré. Ce point singulier montre que pour chaque nombre entier de période, la distance parcourue par les particules et le temps nécessaire pour parcourir cette distance sont identiques pour les trois périodes considérées. Cela n'est évidemment possible qu'à partir du moment où chaque période est un multiple ou sous-multiple des autres périodes.

Pour une amplitude de 2 m/j, la figure 3.9-B confirme que les dispersions des temps d'arrivée autour de la valeur moyenne sont plus importantes que pour une amplitude de 1 m/j, confirmant ainsi les observations des paragraphes précédents. Ainsi, pour $P=300$ j, si la contamination se produit en période

de hautes eaux ($\varphi = 75$ j), l'arrivée du pic de concentration est anticipée aux points localisés entre 0 et 300 m et retardée aux points situés entre 300 et 600 m. A l'inverse, ces effets d'anticipation et de retard sont inversés si la contamination se produit en période de basses eaux ($\varphi = 225$ j). Pour des périodes plus rapides, ces effets sont régulièrement répétés à des intervalles plus courts.

Pour une amplitude de 3 m/j, les courbes de concentration illustrées par la figure 3.9-C montrent des comportements très particuliers. En effet, pour les trois périodes considérées, des effets de plateau suivi d'une discontinuité des courbes sont observés; effets qui se reproduisent à intervalles réguliers. Ces effets s'expliquent par les inversions de la direction des écoulements (Fig. 3.9-D). A cause de ces inversions, le centre de masse du panache peut passer plusieurs fois par le même point d'observation et cela à différents instants. Ainsi les courbes de concentration peuvent présenter un caractère multimodal (la figure 3.5 de la page 57 illustre un exemple de courbe de concentration bimodale). Cependant, lors d'un passage ultérieur, la concentration maximale est plus faible qu'au passage précédent, car la distance parcourue par le panache est plus longue. Ainsi, sur la figure 3.9-D, la concentration maximale au point X_1 est bien atteinte au temps t_1 de même que pour l'ensemble des points localisés dans l'intervalle $[X_1; X_3]$ où la concentration t_1 est supérieure à celle calculée à t_3 (Fig. 3.9-D). Il est intéressant de souligner que pour ces points, la valeur maximale ne correspond pas à celle du pic de concentration. Au-delà, les concentrations maximales sont enregistrées au deuxième passage. Ces processus sont répétés à chaque inversion de courant et expliquent les effets de palier à t_1 et la discontinuité entre t_1 et t_3 (Fig. 3.9-C).

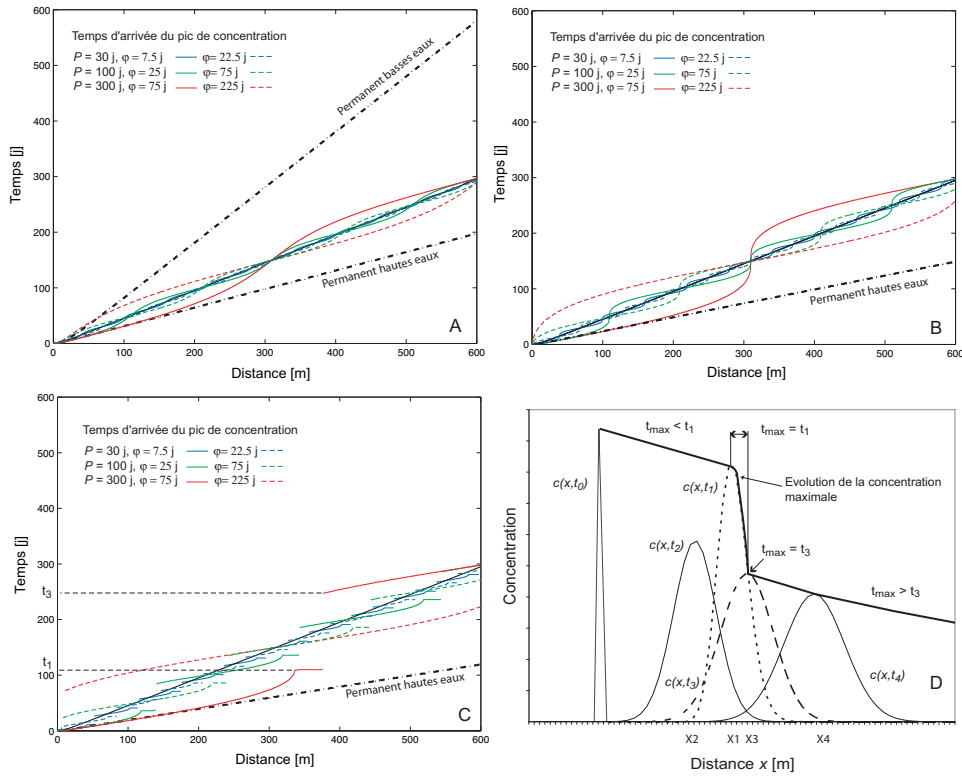


FIG. 3.9 : Temps d'arrivée du pic de concentration en fonction de la distance du point d'injection, pour (A) une amplitude de 1 m/j, (B) une amplitude de 2 m/j et (C) pour une amplitude de 3 m/j. (D) Représentation à différents moments de la distribution spatiale d'un panache dans un champ d'écoulement dont les vitesses peuvent s'inverser. En gras, figure la concentration maximale enregistrée à une distance x du point d'injection.

3.3.3 Analyse de sensibilité en configuration 2D-horizontale

Dans cette section, les processus de transport sont analysés en régime d'écoulement transitoire périodique mais dans une configuration 2D-horizontale, où les écoulements sont parallèles à l'axe x . L'approche employée est tout à fait équivalente à celle utilisée dans la section précédente pour la configuration 1D. Les courbes de concentration $c(\mathbf{x}, t)$ sont obtenues en résolvant l'équation 3.10 en substituant au préalable la vitesse par l'équation 3.11. Par hypothèse, la composante selon y de la vitesse est nulle.

Les courbes de concentration sont calculées au point $\mathbf{x}_s$ de coordonnées $< 100; 0 >$. Une analyse de sensibilité des critères de vulnérabilité est effectuée pour des périodes de 1 et 100 j ainsi que pour des amplitudes de 1 et 3 m/j. Les courbes de concentration sont calculées pour des déphasages compris entre 0 et P jours, qui pour rappel, représentent le moment où l'injection se produit.

Les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale sont respectivement $\alpha_L=10$ m et $\alpha_T=1$ m. La vitesse moyenne d'écoulement selon x est $v=2$ m/j. Le coefficient de diffusion moléculaire est $d_m=8.64 \cdot 10^{-5}$ m²/j. Ainsi, les dispersions longitudinales et transversales moyennes sont respectivement $D_L=20$ et $D_T=2$ m²/j.

Les dispersions équivalentes sont calculées par les équations 3.17 et 3.18 donnant $\bar{D}_L=23.53$ m²/j et $\bar{D}_T=2.35$ m²/j pour $v_0 = 3$ m/j. Pour des amplitudes inférieures à $\bar{v}$, les dispersions équivalentes sont identiques aux dispersions normales.

Dans cette section, les résultats sont présentés et commentés succinctement, car l'ensemble des observations est en tous points cohérentes avec celui obtenu dans la section précédente pour le cas 1D. Les valeurs de concentration sont cependant inférieures d'un ordre de grandeur par effet de dispersion transversale. Pour les mêmes raisons, les temps d'arrivée du pic de concentration et les temps de première détection sont légèrement inférieurs à ceux obtenus en configuration 1D. Pour la durée de la contamination, les résultats ne peuvent pas être comparés, car la valeur seuil de 1 g/m³ n'est pas atteinte en 2D. Une nouvelle valeur seuil de 0.1 g/m³ est donc définie.

La figure 3.10 compare les courbes de concentration obtenues pour le régime permanent de moyennes, basses et hautes eaux, avec celles obtenues en régime d'écoulement transitoire (pour 10 valeurs de φ) ainsi qu'avec le régime permanent équivalent.

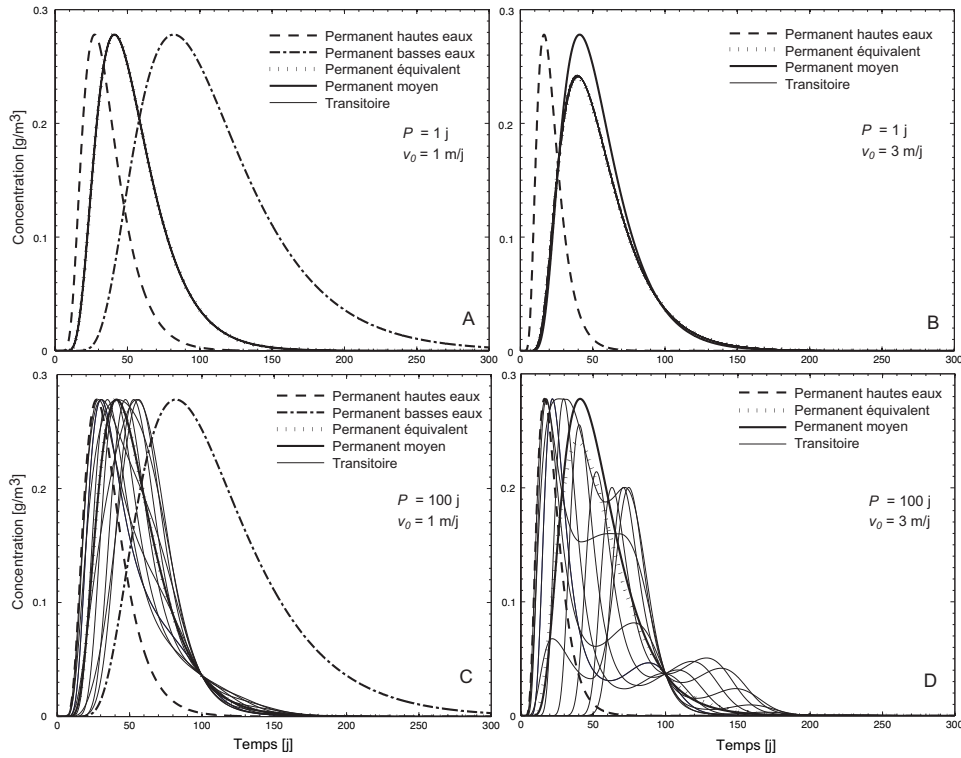


FIG. 3.10 : Comparaison entre les courbes de concentration en régime d'écoulement transitoire 2D avec celles obtenues en régime permanent moyen, de hautes et de basses eaux, et en régime permanent équivalent.

Concentrations maximales

Les résultats montrent que les valeurs maximales de concentration varient en fonction des paramètres transitoires (Tab. 3.2). Les résultats montrent que pour des amplitudes inférieures à $\bar{v}$ les concentrations maximales $c_{\max} = 0.28 \text{ gr/m}^3$ sont identiques que le régime considéré soit permanent ou transitoire (Figs. 3.10-A et 3.10-C). Sur la figure 3.10-A, les courbes de concentration transitoires sont confondues avec celles du régime permanent moyen.

Lorsque l'amplitude augmente de sorte que des inversions temporaires de courant se produisent, les concentrations calculées en régime transitoire sont inférieures à celles calculées en régime permanent moyen. Cela est dû aux effets de dispersion supplémentaire induits par les fluctuations périodiques des écoulements. Pour $P = 1 \text{ j}$ les concentrations de 0.24 gr/m^3 sont égales à la concentration obtenue en régime d'écoulement permanent équivalent (Fig 3.10-B). Cela signifie qu'en 2D, les équations 3.17 et 3.18 sont tout à fait appropriées. Pour des périodes plus importantes ($P = 100 \text{ j}$), les concentrations maximales simulées en régime transitoire sont comprises entre 0.20 et 0.28 g/m^3 , avec une moyenne à 0.24 g/m^3 . Ces variations des concentrations

		transitoire				permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	0.278	0.278	0.278	0.000	0.278	0.278
	$P = 100$ j	0.278	0.278	0.278	0.000	0.278	0.278
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	0.242	0.242	0.242	0.001	0.278	0.241
	$P = 100$ j	0.200	0.249	0.278	0.078	0.278	0.241

TAB. 3.6 : Concentrations maximales $c_{\max}$ [g/m³] simulées au point $x_s = < 100; 0 >$ m en fonction de la période et de l'amplitude pour une configuration d'écoulement 2D horizontal. (min ; moy ; max ; Δ) valeurs minimales, moyennes et maximales et écart entre le maximum et le minimum en régime transitoire. Chacune des valeurs de $c_{\max}$ est obtenue par une valeur de φ spécifique qui est comprise entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau. ; (moy) valeurs en régime permanent moyen ; (eq) valeurs en régime permanent équivalent.

montrent que pour des périodes longues, le régime permanent équivalent ne permet pas de simuler la concentration maximale obtenue en régime transitoire. En effet, la dispersion équivalente n'a de sens que si les temps sont suffisamment longs pour couvrir au minimum un cycle complet de fluctuation. Comme cela n'est pas le cas pour les périodes longues, les concentrations maximales sont obtenues en régime d'écoulement permanent avec les coefficients de dispersivité normaux.

Temps d'arrivée du pic de concentration

Concernant les temps d'arrivée du pic de concentration, à nouveau, les observations sont cohérentes avec celles effectuées en 1D. Ainsi, en régime d'écoulement transitoire, les temps d'arrivée sont compris dans un intervalle dont la longueur dépend de l'amplitude et de la période de fluctuation (Tab. 3.7).

En régime d'écoulement permanent, le temps d'arrivée du pic de concentration est de 41.0 j. Comme attendu, ce temps est inférieur au temps d'arrivée de 45.2 j calculé en configuration 1D. En conditions de hautes eaux, les temps d'arrivée sont de 14.9 j pour $v_0 = 1$ m/j et de 8.9 j pour $v_0 = 3$ m/j. En conditions de basses eaux, pour $v_0 = 1$ m/j, le temps d'arrivée est de 110 j.

La figure 3.10-B montre qu'en régime transitoire, les temps d'arrivée du pic de concentration sont toujours inférieurs au temps de 41 j calculés en régime permanent. Pour $P = 1$ j, ces temps sont compris entre 39.6 et 40.1 j, avec une moyenne à 40.8 j. Cet intervalle de temps augmente pour des périodes et amplitudes plus importantes. Cela illustre à nouveau des effets de dispersion supplémentaire qui engendrent, en régime d'écoulement transitoire, une anticipation des temps d'arrivée. En régime d'écoulement permanent

		transitoire			Δ	permanent	
		min	moy	eq		moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	41.0	41.0	41.0	0.0	41.0	41.0
	$P = 100$ j	56.3	40.8	28.6	27.7	41.0	41.0
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	40.1	39.6	39.2	0.9	41.0	39.6
	$P = 100$ j	74.6	39.6	17.1	57.5	41.0	39.6

TAB. 3.7 : Temps d'arrivée $t_{c,\max}$ [j] du pic de concentration maximale à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période, en configuration 2D horizontal. (min ; moy ; max ; Δ) temps d'arrivée minimum, moyen, maximum et écart entre le maximum et le minimum en régime transitoire. Chacune des valeurs de $t_{c,\max}$ est obtenue par une valeur de φ spécifique qui est comprise entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau. ; (moy) temps d'arrivée en régime permanent ; (eq) temps d'arrivée en régime permanent équivalent.

équivalent, le temps d'arrivée est de 39.6 j. Cette valeur confirme d'une part que cette anticipation des temps est bien due à un effet de dispersion et montre d'autre part que pour des périodes courtes, la notion de dispersion équivalente est tout à fait appropriée.

La figure 3.10-C montre que dans les cas où il n'y pas d'inversion de la vitesse, les temps d'arrivée des pics de concentration en régime d'écoulement transitoire varient selon la valeur du déphasage. Pour $P = 100$ j et $v_0 = 1$ m/j, ces temps sont compris entre 28.6 et 56.3 j avec une moyenne de 40.8 j. Pour de telles amplitudes, les résultats précédents ont montré qu'il n'y a pas de dispersion supplémentaire. Par conséquent, ces variations du temps d'arrivée sont uniquement dues aux processus d'advection. Plus la période est longue, plus cet intervalle de temps est grand. La figure 3.10-C montre que ces temps sont compris entre les temps obtenus en régimes permanents de basses eaux et de hautes eaux.

Pour $P = 100$ j et $v_0 = 3$ m/j, les temps d'arrivée sont compris entre 74.6 et 17.1 j avec une moyenne à 39.6 j. La valeur moyenne est proche du temps obtenu en régime permanent équivalent et le temps minimum est proche de celui obtenu en régime permanent de hautes eaux. Ces observations sont donc cohérentes avec les interprétations précédentes, à savoir que les temps d'arrivée sont distribués autour d'une valeur moyenne qui dépend du régime permanent moyen et de la dispersion et que la variabilité autour de la moyenne est essentiellement liée aux variations de l'advection.

		Transitoire			Δ	Permanent	
		min	moy	max		moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	22.2	22.3	22.4	0.2	22.3	22.3
	$P = 100$ j	15.1	23.6	36.5	21.4	22.3	22.3
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	21.3	21.5	21.8	0.5	22.3	21.6
	$P = 100$ j	9.0	30.2	62.8	53.8	22.3	21.6

TAB. 3.8 : Instant $t_{c,l}$ auquel la valeur seuil $c_l > 0.1$ g/m³ est dépassée. Le point d'observation est à 100 m du point d'injection. Les résultats sont présentés pour différentes valeurs d'amplitude et de période, en configuration 2D-horizontale. (min ; moy ; max ; Δ) temps minimum, moyen, maximum et écart entre le minimum et le maximum en régime transitoire. Chacune des valeurs de $t_{c,l}$ est obtenue avec une valeur de φ spécifique qui est comprise entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau. ; (moy) temps de dépassement en régime permanent ; (eq) temps de dépassement en régime permanent équivalent.

Temps auquel la concentration seuil c_l est dépassée

En régime transitoire, les résultats montrent que les temps de dépassement d'une valeur seuil varient selon le moment où la contamination se produit (Tab. 3.8). Comme pour les temps d'arrivée du pic de concentration, les résultats montrent que ces temps sont distribués autour d'une valeur moyenne qui correspond soit au temps obtenu en régime permanent moyen (si $v_0 \leq \bar{v}$) soit à celui obtenu en régime permanent équivalent (pour $v_0 > \bar{v}$). La variabilité autour de la valeur moyenne, est quand à elle, principalement liée aux processus d'advection. Les interprétations étant en tous points cohérentes avec celles du cas 1D, les résultats ne sont pas commentés davantage en détails.

Durée du dépassement de c_l

A nouveau, comme pour l'analyse 1D, les résultats montrent qu'en régime d'écoulement transitoire, la durée pendant laquelle la valeur seuil c_l est dépassé. En résumé, la durée de la contamination varie en fonction du moment où la contamination se produit (Tab. 3.9). Pour des amplitudes inférieures à $\bar{v}$ où il n'y a pas d'effet de dispersion supplémentaire, les variations de la durée de la contamination sont essentiellement dues à des processus advectifs. Pour les cas où une inversion de courant se produit, les interprétations précédentes restent valables. Cependant, les effets de dispersion supplémentaires induits par les fluctuations hydrologiques vont également influencer la durée de la contamination. Selon la valeur seuil et selon la dispersion, les durées peuvent être soit supérieures soit inférieures à la durée de référence.

		Transitoire				Permanent	
		min	moy	max	Δ	moy	eq
$v_0 = 1$ m/j	$P = 1$ j	55.0	55.1	55.2	0.2	55.1	55.1
	$P = 100$ j	40.1	50.9	67.7	27.6	55.1	55.1
$v_0 = 3$ m/j	$P = 1$ j	53.2	53.6	53.7	0.5	55.1	53.4
	$P = 100$ j	22.8	33.6	79.3	56.5	55.1	53.4

TAB. 3.9 : Durée [j] pendant laquelle la valeur seuil $c > 1$ g/m³ est dépassée à 100 m du point d'injection, pour différentes valeurs d'amplitude et de période, en configuration 2D-horizontal. (min ; moy ; max ; Δ) durée minimale, moyenne, maximale et écart entre le minimum et le maximum en régime transitoire. Chaque durée est obtenue avec une valeur de φ spécifique qui est comprise entre 0 et P j. Ces valeurs de φ ne sont pas mentionnées dans ce tableau. ; (moy) durée en régime permanent ; (eq) durée en régime permanent équivalent.

3.3.4 Discussion des résultats

Dans les sections précédentes, les effets de la période de fluctuation P , de l'amplitude v_0 et du moment où la contamination se produit (représentée par le paramètre φ), sur les courbes de concentration simulées en un point d'observation, ont été analysés. L'attention a été portée tout particulièrement sur quatre critères de vulnérabilité, que sont (1) la concentration maximale attendue au point d'observation, (2) le temps auquel cette concentration est atteinte, (3) le temps auquel un certain seuil de concentration est dépassé et finalement (4) la durée pendant laquelle ce seuil est dépassé.

Les effets des fluctuations périodiques des écoulements ont été analysés dans une configuration 1D et 2D horizontale mais restreinte aux cas où la direction des écoulements est constante et toujours parallèle à l'axe x . Ainsi, seules les effets liés aux variations de l'intensité de la vitesse ont été analysés. Les effets liés aux changements de la direction seront analysés dans la section 3.4.

Effets de dispersion supplémentaire

En premier lieu, les résultats ont montré que le régime transitoire induit des effets de dispersion longitudinale et transversale supplémentaire. Cela confirme les études antérieures de Kinzelbach et Ackerer (1986), Goode et Konikow (1990), Richard (2002) et Elfeki et al. (2007). Ces effets de dispersion supplémentaire se produisent, si et seulement si les amplitudes des fluctuations sont supérieures à la vitesse moyenne et que des inversions temporaires du sens des écoulements se produisent. Ces effets sont expliqués par une augmentation de la distance parcourue par les particules. Cependant, selon le rapport entre l'amplitude et la vitesse moyenne, les effets de cette dispersion supplémentaire peuvent être négligeables ou au contraire, doivent nécessairement être pris en considération.

Les méthodes présentées dans ce chapitre permettent de calculer des dispersions équivalentes qui simulent en régime d'écoulement permanent, les effets de dispersion supplémentaire engendrés par les oscillations du champ de vitesse. Les courbes de concentration obtenues en régime d'écoulement permanent avec les dispersions équivalentes donnent des résultats qui permettent de simuler des concentrations maximales et des temps d'arrivée du pic de concentration très proches du régime d'écoulement transitoire, tant que les périodes de fluctuation sont suffisamment courtes.

De plus, ces méthodes permettent de simuler les effets de dispersion réelle dans des champs d'écoulement dont la vitesse moyenne est nulle mais où la vitesse instantanée oscille autour de zéro. Dans de tels scénarios, les équations classiques donnent une dispersion hydrodynamique égale à la diffusion

moléculaire alors que le panache subit réellement des effets de dispersion hydrodynamique beaucoup plus importants.

Les coefficients de dispersion équivalente calculés par les équations 3.16, 3.17 et 3.18 sont exacts uniquement lorsque les processus de transport sont simulés sur un nombre entier de périodes. Cet effet est très bien observé sur les figures 3.6, 3.7 et 3.10 qui montrent que l'ensemble des courbes de concentration transitoire se croisent en un point unique à chaque nombre entier de période. Ce point est identique pour les trois périodes considérées, car ces dernières sont des multiples ou des sous-multiples les unes des autres. De plus, les courbes de concentration obtenues en régime permanent équivalent croisent les courbes précédentes exactement sur le même point (n°6 sur la figure 3.11). Si les processus ne sont pas simulés sur un nombre entier de périodes, les concentrations calculées en régime permanent équivalent peuvent être sensiblement différentes des concentrations réelles obtenues en régime d'écoulement transitoire. Les résultats montrent que si les périodes de fluctuations sont suffisamment courtes, les écarts simulés sont négligeables. Cependant, si les périodes sont du même ordre de grandeur que le temps de transit moyen entre le point d'injection et le point d'observation, les écarts peuvent être importants et la notion de dispersivité équivalente perd de son intérêt.

Variabilité des critères de vulnérabilité

Les analyses ont montré que l'effet principal des fluctuations transitoires consiste à engendrer une variabilité du temps d'arrivée du pic de concentration (n°1 la figure 3.11), de la valeur de la concentration maximale (n°2 sur la figure 3.11), du temps de premier dépassement d'une valeur de concentration seuil (n°3 sur la figure 3.11) et de la durée du dépassement de cette valeur. Selon la période et l'amplitude des fluctuations, ces variabilités peuvent être très faibles, voir nulles pour certains critères. Mais pour des périodes longues et des amplitudes importantes, ces variabilités peuvent être très importantes et influencer complètement la manière dont les ouvrages de captage devraient être protégés.

Les résultats ont montré qu'en régime transitoire, les valeurs de chaque facteur sont distribuées autour d'une valeur moyenne qui dépend des conditions permanentes moyenne et de la dispersion. La variabilité autour de cette moyenne s'explique principalement par des processus d'advection. En effet, concernant le temps d'arrivée du pic de concentration et du moment où la concentration seuil est dépassée, les premiers temps sont obtenus dans les situations où le pic de concentration arrive au point d'observation en période de hautes eaux, pendant laquelle les écoulements sont rapides. A l'inverse, les derniers temps simulés se produisent lorsque le pic de concentration ar-

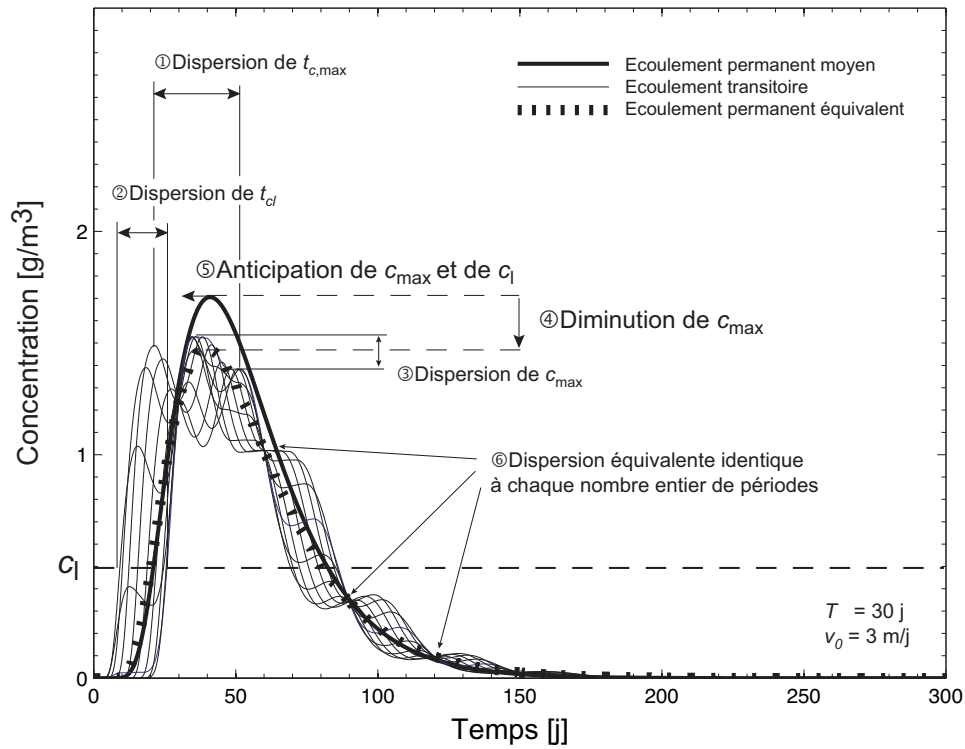


FIG. 3.11 : Synthèse des effets engendrés par les fluctuations des conditions d'écoulement sur les courbes de concentration et sur les critères de vulnérabilité qui en découlent.

rive au point d'observation en période de basses eaux. Selon la distance du point d'observation, le panache arrive plus rapidement lorsque l'injection se produit en hautes eaux ou en basses eaux, voire dans n'importe quelle situation intermédiaire (cf. figure 3.9).

Concernant la valeur de la concentration maximale, il a été constaté que pour des périodes suffisamment longues, les valeurs de $c_{\max}$ sont égales à celles obtenues en régime d'écoulement permanent. Cela signifie simplement que la période de fluctuation est suffisamment longue (supérieure au double du temps de transit moyen) pour que le panache de contaminant se déplace du point d'injection au point d'observation avant que se produise l'inversion du sens de l'écoulement. Pour ces périodes de fluctuation, le régime d'écoulement transitoire peut donc être approché par un régime d'écoulement permanent, soit de hautes, de moyennes ou de basses eaux.

Ces observations montrent également que les concentrations obtenues en régime d'écoulement transitoire sont toujours plus petites ou égales à celles obtenues en régime d'écoulement permanent. En termes de protection des ouvrages d'approvisionnement en eau potable, pour ce critère uniquement, le régime permanent constitue une approche sécuritaire.

Ainsi l'étendue de la distribution autour de la valeur moyenne dépend de la période de fluctuation. Plus la période est longue, plus la distribution des temps s'étendra entre le régime d'écoulement permanent de hautes eaux et celui de basses eaux. Si la variation des vitesses était représentée par des fonctions en créneau et si la période est supérieure au double du temps de transit, l'étendue des temps d'arrivée sera exactement égale à l'écart entre les temps d'arrivée en hautes et basses eaux. Le panache aurait tout simplement le temps d'être transporté entre le point d'injection et le point d'observation pendant une demi période de fluctuation.

Concernant la durée du dépassement d'une valeur seuil c_1 , la manière dont elle est calculée comprend la période où la concentration peut temporairement descendre sous la valeur seuil. Evidemment, cette façon de procéder n'est pas rigoureusement exacte car la durée de la contamination est en réalité plus courte. Mais cette méthode offre l'avantage de favoriser les aspects sécuritaires en prenant en compte l'intégralité de la durée. Dans la pratique, en raison des hétérogénéités spatiales et temporelles des champs d'écoulement il serait très difficile de définir avec certitude le moment et la durée où une telle baisse des concentrations pourrait se produire.

Comparaison avec les régimes permanents de hautes et de basses eaux

Les courbes de concentration simulées en régime d'écoulement transitoire ont été comparées avec les courbes obtenues en régimes d'écoulements permanents de hautes et de basses eaux. Les conditions de hautes eaux ont été définies avec des vitesses d'écoulement égale à $\bar{v} + v_0$. A l'inverse, les conditions de basses eaux ont été définies avec des vitesses égales à $\bar{v} - v_0$.

Avec une telle définition, en régime permanent de basses eaux, lorsque v_0 tend vers $\bar{v}$ les temps d'arrivée et la durée de la contamination tendent vers l'infini. Pour les cas où $v_0 > \bar{v}$, la définition du régime de basses eaux n'a plus aucun sens dans le contexte de cette analyse, car cela signifie que les écoulement se font dans la direction opposée au point d'observation et que le panache ne l'atteindra jamais. Il est donc inutile de définir des critères de vulnérabilité et de tirer des mesures d'organisation du territoire pour ce cas de figure.

Les résultats ont montré que quelles que soient la période et l'amplitude, les valeurs des critères de vulnérabilité calculées sur la base des régimes permanents de hautes et de basses eaux sont systématiquement au delà de la distribution de ces mêmes critères obtenus en régime transitoire. Cela signifie, que selon les conditions et le critère analysé, il y a toujours l'un ou l'autre des deux régimes permanents extrêmes qui offrent des conditions sécuritaires en terme de protection des ouvrages.

Les conclusions qui résultent de toutes ces observations et des propositions de mesures à prendre pour améliorer la protection des ouvrages d'alimentation en eau potable sont présentées à la fin de ce chapitre, à la section 3.5.

Dans la section qui suit, une nouvelle méthode est présentée pour simuler les processus de transport dans des configurations plus générales où les écoulements se font dans une direction quelconque et pour étudier les effets de la variation de leurs directions.

3.4 Modèle de transport dans une direction quelconque

3.4.1 Introduction

Les analyses effectuées dans la section précédente sont basées sur des équations définies pour une configuration 2D-horizontale, en régime d'écoulement transitoire, mais sont restreintes à des cas particuliers, lorsque les écoulements sont constamment parallèles à l'axe x . Ainsi, la direction du vecteur vitesse est constante, mais son intensité peut varier et prendre des valeurs négatives (la direction reste constante, mais le sens change). De plus, les solutions présentées précédemment sont définies par une condition initiale sous forme d'un pulse instantané représenté mathématiquement par une distribution singulière de type Dirac $(\delta(x)\delta(y))$.

Dans cette section, une nouvelle solution analytique est présentée permettant de simuler le transport de substances dissoutes dans des situations où d'une part, la direction de la vitesse n'est plus nécessairement parallèle aux axes principaux et où d'autre part, cette direction peut varier dans le temps. Il résulte de ces changements de direction des effets de rotation apparente des axes de dispersion du panache.

Pour décrire ces processus, il est nécessaire de définir les équations par rapport à trois systèmes de coordonnées distincts. Le premier système de coordonnées, dit de référence, est défini par un repère orthonormé $\langle x; y \rangle$ centré sur l'origine en $\langle 0; 0 \rangle$ et dont la direction des axes ne varie pas. Afin de décrire les processus de rotation liés à la modification de la direction des écoulements, un deuxième repère orthonormé $\langle x'; y' \rangle$ est introduit, dont la direction des axes est toujours parallèle au repère $\langle x; y \rangle$, mais dont l'origine est toujours centrée sur le centre de masse du panache. Finalement, le troisième système de coordonnées est défini par un repère mobile $\langle u; v \rangle$ dont l'origine est également centrée sur le centre de masse du panache, mais avec une orientation de l'axe u est parallèle à la direction d'élongation maximale et l'axe v est perpendiculaire à cette direction. Ainsi, le repère $\langle u; v \rangle$ suit les mouvements de rotation caractéristiques des changements de la direction des écoulements.

3.4.2 Définition de l'état initial (distribution gaussienne)

Dans la section précédente, les conditions initiales des solutions présentées étaient de type Dirac $(\delta(x)\delta(y))$. Les solutions de l'équation d'advection-diffusion (ADE) permettaient d'obtenir, à tout instant t des distributions de type gaussien. Ces distributions sont caractérisées par la position du

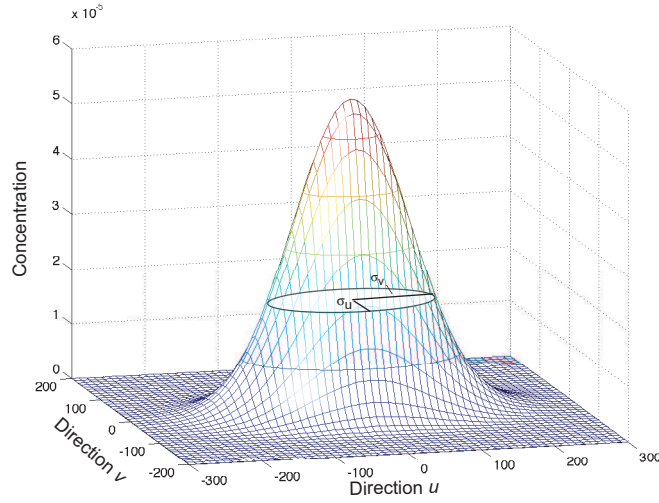


FIG. 3.12 : Distribution gaussienne d'un panache de substance dissoute en milieu poreux à un temps t . Les lignes d'iso-concentration sont représentées par des cercles ou des ellipses (si la dispersion est anisotrope). s_u et s_v définissent la ligne d'iso-concentration de forme elliptique qui correspond à 1 écart-type dans les deux directions principales ($s_u = \sigma_u$ selon l'axe u et $s_v = \sigma_v$ selon l'axe v).

centre de masse qui résulte du transport advectif et par les écarts-type de la distribution qui résultent du transport dispersif.

Les nouvelles solutions qui sont présentées dans cette section considèrent désormais des conditions initiales de type gaussien, dont les écarts-type sont σ_{u0} et σ_{v0} dans les directions u et v de dispersion maximale et minimale, respectivement. Ces deux directions sont, par hypothèse, perpendiculaires l'une de l'autre.

L'intérêt de partir avec une telle distribution est que la solution exacte de l'ADE est aussi une gaussienne, et cela quelle que soit la direction d'écoulement.

Ainsi, à tout instant t , en milieu homogène, la distribution spatiale d'un nuage de contaminant suit une distribution gaussienne qui est généralement décrite par la position du centre de masse et par les écarts-type $\sigma_u(t)$ et $\sigma_v(t)$ (Fig. 3.12).

3.4.3 Analogie avec la géométrie analytique

Si, à tout instant t , la distribution des concentrations est gaussienne, chaque isoligne de concentration est soit, de forme circulaire, si la dispersion est isotrope soit de forme elliptique si la dispersion est anisotrope. Ainsi, la

forme des isolignes peut être décrite de manière purement géométrique par analogie avec les équations analytiques des coniques. Dans cette section, cette analogie est brièvement présentée afin de retracer les démarches qui ont conduit à la détermination de la nouvelle solution analytique décrite à la section 3.4.4.

Lorsqu'un contaminant ou un traceur est injecté en un point dans un milieu poreux homogène et isotrope, très rapidement, par effet de diffusion fickienne, le panache se disperse et prend une distribution gaussienne ou chaque ligne d'iso-concentration est de forme circulaire. Cette forme circulaire est due au caractère isotrope de la diffusion moléculaire qui suit elle-même une loi normale (mouvement brownien).

Il existe une isoligne caractéristique dont le rayon s_{u0} est égal à la valeur de l'écart type σ_{u0} de la distribution du panache. Dans le repère $< u; v >$ centré sur le centre de masse, l'équation du cercle qui correspond à cet écart-type est :

$$u^2 + v^2 = s_{u0}^2 \quad (3.22)$$

où s_{u0} est le rayon du cercle, et par analogie avec les processus de transport, l'écart-type de la distribution initiale du panache.

Si ce panache est transporté dans la direction d'un des axes u ou v , par effet de dispersion longitudinale et en négligeant, pour la démonstration seulement, les effets de dispersion transversale, le panache subit une déformation dans le sens de la direction d'écoulement et les isolignes de concentration se transforment en ellipses dont le grand axe et le petit axe sont respectivement parallèle et perpendiculaire à la direction d'écoulement. A nouveau, il est possible de trouver l'isoligne de concentration, de forme elliptique cette fois, dont les dimensions des axes principaux s_{u1} et s_{v1} sont équivalentes aux écarts-type σ_{u1} et σ_{v1} respectivement selon les axes u et v de la nouvelle distribution (Fig. 3.13-A). Dans le repère $< u; v >$, l'équation de cette ellipse est :

$$\frac{u^2}{s_{u1}^2} + \frac{v^2}{s_{v1}^2} = 1 \quad (3.23)$$

Dans le repère fixe $< x; y >$ centré sur l'origine, les axes sont parallèles à ceux du repère $< u; v >$ et les dimensions de l'ellipse sont définies par $s_{x1} = s_{u1}$ et $s_{y1} = s_{v1}$, l'équation de l'ellipse devient :

$$\frac{(x - x_c)^2}{s_{x1}^2} + \frac{(y - y_c)^2}{s_{y1}^2} = 1 \quad (3.24)$$

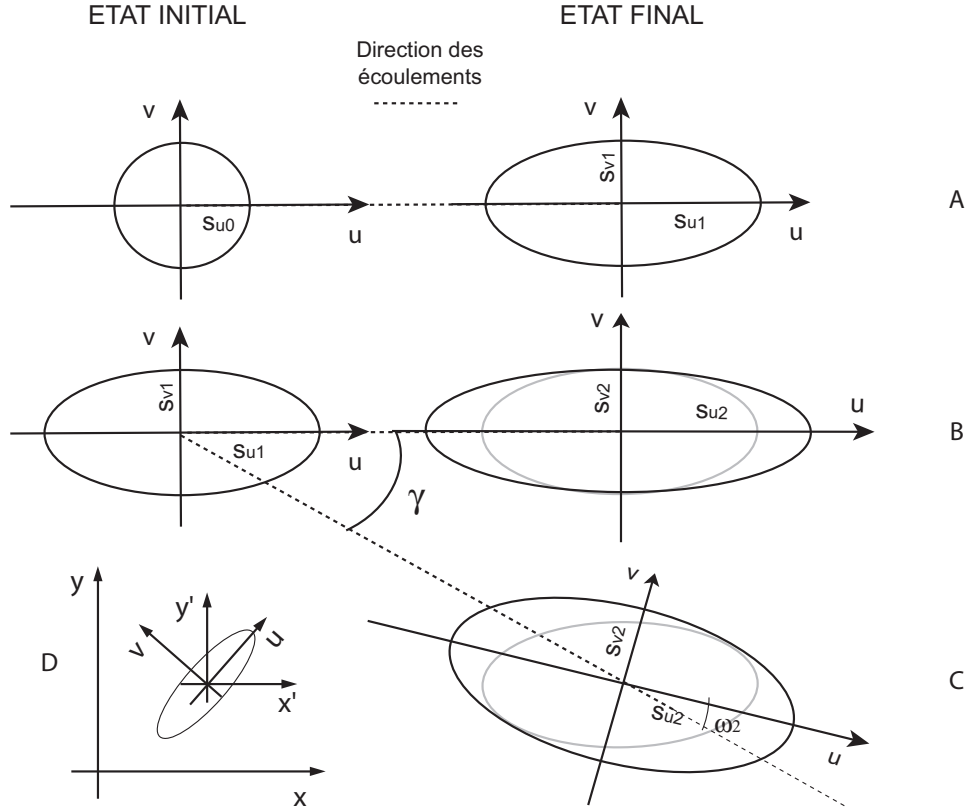


FIG. 3.13 : Exemple de déformation d'une isoligne de concentration représentée par un cercle ou une ellipse. Dans cet exemple, la dispersion transversale est négligée. A. Distribution initiale isotrope et transport selon l'un des axes principaux. B. Distribution initiale anisotrope et transport selon l'un des axes principaux. C. Distribution initiale anisotrope et transport dans une direction quelconque. Illustration de la rotation apparente de la distribution et de l'effet de dispersion transversale supplémentaire. D. Référentiels utilisés pour la description des processus de transport. $\langle x; y \rangle$ est un repère fixe centré en $\langle 0; 0 \rangle$; $\langle x'; y' \rangle$ est un repère mobile centré sur le centre de masse mais toujours parallèle à $\langle x; y \rangle$; $\langle u; v \rangle$ est un repère mobile dont les axes sont parallèles aux axes principaux de l'ellipse.

où $\langle x_c; y_c \rangle$ sont les coordonnées du centre de masse.

L'équation 3.24 permet d'illustrer l'analogie qui existe entre la géométrie analytique et les solutions des équations de transport. En effet la forme de cette équation est tout à fait similaire à l'argument du terme exponentiel de la solution de transport 2D présentée par l'équation 3.10. Par analogie, les grands axes de l'ellipse sont bien représentatifs du terme dispersif $2 \int_0^t D(u) du$ et les coordonnées du centre de l'ellipse sont bien en relation avec le terme advectif $\int_0^t v(u) du$ qui définit la position advective du centre de masse (Eq. 3.10).

La nouvelle distribution peut désormais être assimilée à une nouvelle condition initiale dont les écarts-type selon u et v ne sont plus égaux. Si le transport du panache continue dans la même direction, la dispersion du panache s'accroîtra. A nouveau, il est possible de trouver une ellipse dont les grands axes correspondent aux écarts-type σ_{u2} et σ_{v2} de la nouvelle distribution (Fig. 3.13-B). Il est important de souligner qu'à chaque pas de temps, la valeur de la concentration correspondant à ces isolignes n'est pas conservée. Il sera expliqué dans les pages suivantes que seule la quantité de masse contenue à l'intérieur de l'ellipse est conservée.

Cependant, si ce même panache est transporté dans une direction qui n'est plus parallèle à l'un des deux grands axes, il subira les effets de dispersion longitudinale le long de la nouvelle direction d'écoulement. Cela se traduit par une rotation graduelle apparente de l'ellipse¹.

Dans le repère mobile $\langle u; v \rangle$ dont les axes du repère sont parallèles aux grands axes de l'ellipse, les équations ne changent pas, avec cependant des nouvelles dimensions s_{u2} et s_{v2} , selon l'équation :

$$\frac{u^2}{s_{u2}^2} + \frac{v^2}{s_{v2}^2} = 1 \quad (3.25)$$

La figure 3.13-C montre que dans ce cas précis, le panache subit un effet de dispersion transversale, alors même que ce paramètre n'est pas pris en compte dans les équations. Cela permet d'illustrer les raisons pour lesquelles, en régime d'écoulement transitoire, des effets de dispersion transversale supplémentaire sont généralement observés (voir p. ex. Richard (2002) et Goode et Konikow (1990)).

De manière plus générale, l'équation affine d'une ellipse, dans un système de coordonnées $\langle x; y \rangle$ fixe et centré en $\langle 0; 0 \rangle$ est la suivante :

$$Ax^2 + By^2 + Cxy + Dx + Ey - F = 0 \quad (3.26)$$

Dans un repère orthonormé mobile $\langle x'; y' \rangle$, centré sur le centre de l'ellipse, dont les axes sont parallèles au repère fixe $\langle x; y \rangle$, l'équation générale est centrée réduite et prend la forme :

$$\frac{A}{F}x'^2 + \frac{B}{F}y'^2 + \frac{C}{F}x'y' = 1 \quad (3.27)$$

¹Le phénomène de rotation est dit « apparent » car des analyses détaillées des valeurs et vecteurs propres des matrices de déformation ont montré que le résultat d'une déformation dans une direction γ n'est pas égal à une élongation combinée à une rotation d'angle γ , même si en apparence, les dimensions finale de l'ellipse sont identiques.

En posant $a^2 = F/A$, $b^2 = F/B$ et $c^2 = F/C$, on obtient l'équation cartésienne réduite d'une ellipse :

$$\frac{x'^2}{a^2} + \frac{y'^2}{b^2} + \frac{x'y'}{c^2} = 1 \quad (3.28)$$

Les coefficients D et E de l'équation 3.26 déterminent le centre de l'ellipse et sont donc représentatifs de la composante advective du transport. Les coefficients A , B de l'équation 3.26 ainsi que les coefficients a et b de l'équation 3.28, déterminent l'anisotropie de l'ellipse et sont donc caractéristiques de la composante dispersive. Finalement, les coefficients C et c des équations 3.26 et 3.28 caractérisent la composante de rotation apparente.

Il s'agit précisément de la détermination de ces deux coefficients dans le cadre des processus de transport, qui fait l'objet d'une étude détaillée dans cette section. En effet, par analogie avec les solutions de transport, il devient relativement intuitif que pour obtenir une solution dont les écoulement se font dans une direction quelconque, un terme en xy doit être rajouté à l'équation 3.10. Les coefficients de l'équation 3.26 doivent évidemment être déterminés de sorte que la nouvelle équation satisfasse l'équation générale de transport ainsi que sa condition initiale. Sur cette base, une nouvelle solution est proposée ci-après.

3.4.4 Nouvelle solution de l'équation de transport

Dans ce travail, une nouvelle solution de l'équation de transport est présentée pour des écoulements dont la direction forme un angle γ avec l'axe x' (Perrochet, 2005, communication personnelle).

En admettant un domaine infini ($-\infty < x' < \infty$ et $-\infty < y' < \infty$), ainsi qu'une distribution initiale gaussienne anisotrope

$$C(x', y', 0) = \frac{1}{2\pi\sqrt{\sigma_{x0}^2\sigma_{y0}^2}} e^{\left(-\frac{1}{2}\frac{x'^2}{\sigma_{x0}^2} - \frac{1}{2}\frac{y'^2}{\sigma_{y0}^2}\right)} \quad (3.29)$$

où σ_{x0} est l'écart type dans la direction de l'axe x' et σ_{y0} est l'écart type dans la direction de l'axe y' .

En admettant également les conditions aux limites $C(\pm\infty, \pm\infty, t) = 0$, pour une direction d'écoulement γ , la solution satisfaisant l'équation de transport est donnée, dans un système de coordonnées mobile et centré sur le centre de masse $\langle x'; y' \rangle$, par :

$$C(x', y', t) = \frac{1}{2\pi\sqrt{F(t)}} \exp\left(-\frac{A(t)x'^2 + B(t)y'^2 - R(t)x'y'}{2F(t)}\right) \quad (3.30)$$

Les coefficients $A(t)$, $B(t)$, $R(t)$ et $F(t)$ dépendent du temps ainsi que de l'angle d'écoulement et sont définis par :

$$A(t) = \sigma_{y0}^2 + 2(D_L \sin^2 \gamma + D_T \cos^2 \gamma) t \quad (3.31)$$

$$B(t) = \sigma_{x0}^2 + 2(D_L \cos^2 \gamma + D_T \sin^2 \gamma) t \quad (3.32)$$

$$R(t) = 4 \sin \gamma \cos \gamma (D_L - D_T) t \quad (3.33)$$

$$F(t) = \sigma_{x0}^2 \sigma_{y0}^2 + (\sigma_{x0}^2 \sin^2 \gamma + \sigma_{y0}^2 \cos^2 \gamma + D_T t) 2D_L t + (\sigma_{y0}^2 \sin^2 \gamma + \sigma_{x0}^2 \cos^2 \gamma + D_L t) 2D_T t \quad (3.34)$$

où D_L et D_T [L^2/T] sont respectivement les dispersions longitudinales et transversales, σ_{x0} et σ_{y0} les écarts-type de la distribution initiale par rapport aux axes x' et y' . γ est l'angle d'écoulement exprimé par rapport à l'axe x' et t est le temps.

Pour $\gamma = 0$ et $\gamma = \frac{\pi}{2}$ on a bien $R(t) = 0$, et on retombe sur une solution classique pour des écoulements parallèles aux axes principaux.

3.4.5 Notion de masse cumulée

Les équations précédentes délimitent l'isoligne de concentration qui correspond à un écart-type de la distribution gaussienne du panache de substance dissoute. Selon les propriétés de la loi normale 2D, la masse contenue dans la zone délimitée par cette isoligne correspond toujours à 39% de la masse totale ($1 - e^{-\frac{1}{2}}$). Par contre, la concentration le long de cette isoligne n'est pas constante et diminue de manière monotone. Ainsi, il est tout à fait possible de définir d'autres isolignes de concentration qui délimitent d'autres valeurs de proportion de masse.

De manière générale, la masse cumulée est obtenue par l'intégration dans l'espace de l'équation 3.30 et donne :

$$M(x', y', t) = 1 - \exp\left(-\frac{A(t)x'^2 + B(t)y'^2 - R(t)x'y'}{2F(t)}\right) \quad (3.35)$$

où les coefficients $A(t)$, $B(t)$, $R(t)$ et $F(t)$ sont fonction du temps et de l'angle d'écoulement, tels que définis par les équations 3.31 à 3.33, respectivement (Perrochet, 2005, communication personnelle).

N^2	$M \%$
1	39.34
$\ln(4)$	50.0
2	63.21
3	77.68
4	86.46

TAB. 3.10 : Quantité de masse comprise dans l'ellipse qui délimite un multiple N des écarts-type dans les deux dimensions de la distribution.

L'argument de l'exponentielle de l'équation 3.35 correspond à un multiple N des écarts-type σ de la distribution dans les deux dimensions ($s_u = N \sigma_u$ et $s_v = N \sigma_v$). L'équation 3.35 peut être réécrite comme :

$$M = 1 - \exp\left(-\frac{N^2}{2}\right) \quad (3.36)$$

Le tableau 3.10 présente quelques exemples de quantités de masse obtenues par l'équation 3.36. Tant que la distribution de la substance dissoute est de type gaussienne, la quantité de masse contenue dans l'ellipse qui délimite, par exemple, 1 écart-type de la distribution, correspond à 39% de la masse totale.

La figure 3.14 illustre un exemple de distribution d'un panache de substance dissoute dont les écarts-type sont $\sigma_u=10$ et $\sigma_v=5$ et sont orientés avec un angle de 30° par rapport au référentiel de référence. La figure 3.14-A illustre la distribution des concentrations $C(x', y', t)$ et la figure 3.14-B, celle de la masse cumulée $M(x', y', t)$, relative à la masse totale injectée. Cette dernière montre que la masse cumulée varie de 0 à 1, en s'éloignant radialement du centre de masse.

3.4.6 Synthèse de la méthodologie

Pour calculer le transport de substance dissoute dans une direction quelconque et qui varie avec le temps, la méthodologie se décompose en trois étapes distinctes qui sont répétées à chaque changement de direction.

Au préalable, il s'agit de définir une distribution initiale gaussienne du panache caractérisée par les deux écarts-type σ_{u0} et σ_{v0} . Ces écarts types sont exprimés par rapport au référentiel mobile $\langle u; v \rangle$, toujours centré sur le centre de masse et dont l'orientation des axes est toujours parallèle aux directions principales des ellipses. Pour cette distribution initiale, le référentiel $\langle u; v \rangle$ forme un angle ω_0 avec le référentiel $\langle x'; y' \rangle$ qui, pour rappel, est mobile mais dont l'orientation de varie pas.

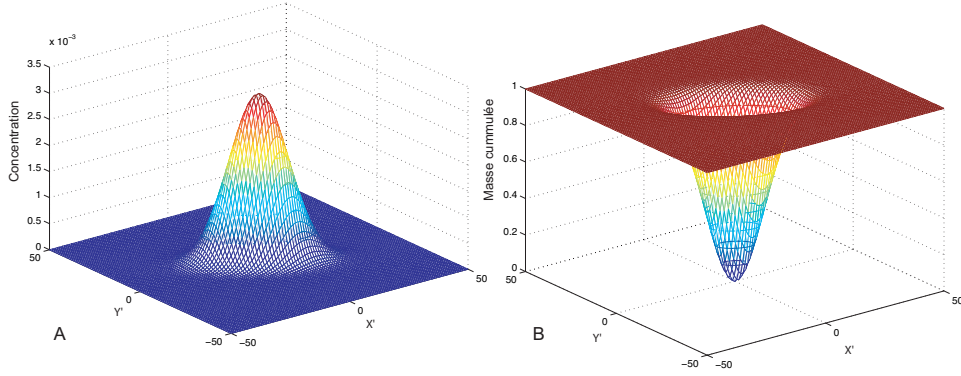


FIG. 3.14 : Représentation de la distribution spatiale (A) des concentrations $C(x', y', t)$ et (B) de la masse cumulée $M(x', y', t)$ en partant du centre de masse et en s'écartant radialement.

L'équation de l'isoligne de concentration correspondant à un écart type est exprimée dans le repère $\langle u; v \rangle$ par :

$$\frac{u^2}{\sigma_{u0}^2} + \frac{v^2}{\sigma_{v0}^2} = N^2 \quad (3.37)$$

où N est le nombre d'écarts-type définissant les axes de l'ellipse.

La première étape consiste à exprimer cette distribution initiale dans le référentiel $\langle x'; y' \rangle$ par simple changement de repère. Ce changement de repère est effectué à l'aide de la matrice de rotation $\mathbf{R}$, où ω est l'angle entre les deux repères :

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} \cos\omega & \sin\omega \\ -\sin\omega & \cos\omega \end{pmatrix}$$

Les coordonnées dans le nouveau référentiel $\langle x'; y' \rangle$ s'obtiennent par l'opération suivante :

$$\mathbf{x}' = \mathbf{R}^T \mathbf{u} \mathbf{R} \quad (3.38)$$

Les paramètres de l'équation de l'ellipse qui représente l'isoligne de concentration correspondant à un écart-type de la distribution spatiale des concentrations, sont exprimés dans le repère $\langle x'; y' \rangle$ selon :

$$a_0 = \frac{\sigma_{v0}^2 \cos^2 \omega + \sigma_{u0}^2 \sin^2 \omega}{\sigma_{u0}^2 \sigma_{v0}^2} \quad (3.39a)$$

$$b_0 = \frac{2 \sin \omega \cos \omega (\sigma_{v0}^2 - \sigma_{u0}^2)}{\sigma_{u0}^2 \sigma_{v0}^2} \quad (3.39b)$$

$$c_0 = \frac{\sigma_{u0}^2 \cos^2 \omega + \sigma_{v0}^2 \sin^2 \omega}{\sigma_{u0}^2 \sigma_{v0}^2} \quad (3.39c)$$

La deuxième étape consiste à calculer les nouveaux paramètres de l'ellipse correspondant à un écart-type, après que le panache soit transporté dans une direction quelconque γ_1 pendant un temps t_1 . Ce dernier subira des effets de dispersion longitudinale et transversale et les coefficients de l'équation générale de l'ellipse représentative de l'écart-type seront modifiés en conséquence. Les nouveaux paramètres de l'équation de l'isoligne de concentration qui correspond à un écart type, toujours exprimée dans le repère mobile $< x'; y' >$ sont exprimés par :

$$\begin{aligned} a_1 = & \left(a_0 + (\sin^2 \gamma_1 D_L + \cos^2 \gamma_1 D_T) 2t_1 (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) \right) / \\ & \left(1 + (a_0 \cos^2 \gamma_1 + c_0 \sin^2 \gamma_1 + b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_L t_1 + \right. \\ & (a_0 \sin^2 \gamma_1 + c_0 \cos^2 \gamma_1 - b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_T t_1 + \\ & \left. (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) 4D_T D_L t_1 \right) \end{aligned} \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned} b_1 = & \left(b_0 - \sin \gamma_1 \cos \gamma_1 (D_L - D_T) 4t_1 (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) \right) / \\ & \left(1 + (a_0 \cos^2 \gamma_1 + c_0 \sin^2 \gamma_1 + b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_L t_1 + \right. \\ & (a_0 \sin^2 \gamma_1 + c_0 \cos^2 \gamma_1 - b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_T t_1 + \\ & \left. (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) 4D_T D_L t_1 \right) \end{aligned} \quad (3.41)$$

$$\begin{aligned} c_1 = & \left(c_0 + (\cos^2 \gamma_1 D_L + \sin^2 \gamma_1 D_T) 2t_1 (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) \right) / \\ & \left(1 + (a_0 \cos^2 \gamma_1 + c_0 \sin^2 \gamma_1 + b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_L t_1 + \right. \\ & (a_0 \sin^2 \gamma_1 + c_0 \cos^2 \gamma_1 - b_0 \sin \gamma_1 \cos \gamma_1) 2D_T t_1 + \\ & \left. (a_0 c_0 - \frac{1}{4} b_0^2) 4D_T D_L t_1 \right) \end{aligned} \quad (3.42)$$

où, t_1 est la durée de l'écoulement dans la direction, γ_1 est la direction d'écoulement par rapport à l'axe x et D_L et D_T sont respectivement les dispersions longitudinales et transversales.

Au temps t_1 , l'angle ω entre l'axe des x et l'un des deux grands axes de l'ellipse est déterminé par la formule analytique suivante :

$$\omega = \frac{1}{2} \text{atan} \left(\frac{b_1}{a_1 - c_1} \right) \quad (3.43)$$

La nouvelle distribution étant également gaussienne, elle peut-être utilisée comme condition initiale pour un nouveau processus de transport dans une nouvelle direction γ_2 pendant un temps t_2 en substituant les coefficients a_0 , b_0 et c_0 dans 3.40 à 3.42 par les valeurs respectives de a_1 , b_1 et c_1 .

Ces étapes peuvent ainsi être répétées de manière itérative pour un nombre indéterminé de changements de direction.

De plus, à chaque instant, connaissant les nouveaux coefficients de l'équation générale de l'ellipse, cette dernière peut à nouveau être formulée, dans le repère mobile $< u; v >$ qui permet d'obtenir directement les vraies dimensions des grands axes de l'ellipse et de caractériser l'extension spatiale de la contamination. A t_1 , on a ainsi :

$$\sigma_{u1} = \sqrt{\frac{2}{a_1 + c_1 + (a_1 - c_1) \sqrt{1 + \frac{b_1^2}{(a_1 - c_1)^2}}}} \quad (3.44)$$

$$\sigma_{v1} = \sqrt{\frac{2}{a_1 + c_1 - (a_1 - c_1) \sqrt{1 + \frac{b_1^2}{(a_1 - c_1)^2}}}} \quad (3.45)$$

3.4.7 Exemple d'application numérique

Un panache de contaminant de masse unitaire est lâché dans un aquifère dont la vitesse d'écoulement est de 1 m/j dans une direction formant un angle $\gamma_1 = 0^\circ$ avec l'axe x . Les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale sont respectivement $\alpha_L = 20$ m et $\alpha_T = 2$ m. Dans un tel milieu, les dispersions longitudinales et transversales sont respectivement $D_L = 20$ m²/j et $D_T = 2$ m²/j.

La distribution initiale du panache est gaussienne avec des écarts-type égaux en x et y soit $\sigma_{x0} = \sigma_{y0} = 2$. Les concentrations initiales $c(x, y, 0)$ sont définies par l'équation 3.29.

L'isoline de la concentration initiale, qui définit un écart-type (39% de la masse) est de forme circulaire et définie par l'équation centrée réduite 3.27, soit :

Temps	γ_i	a_i	b_i	c_i	$\sigma_{u,i}$	$\sigma_{v,i}$	ω_i
0 j	-	0.25	0.00	0.25	2.00	2.00	0
10 j	0	$2.48 \cdot 10^{-03}$	0.00	$2.27 \cdot 10^{-02}$	20.10	6.63	0
20 j	45	$1.99 \cdot 10^{-03}$	$-2.72 \cdot 10^{-03}$	$4.72 \cdot 10^{-03}$	26.43	13.76	22.5
30 j	45	$1.74 \cdot 10^{-03}$	$-2.58 \cdot 10^{-03}$	$3.03 \cdot 10^{-03}$	32.66	16.17	31.7
40 j	135	$9.82 \cdot 10^{-04}$	$-5.02 \cdot 10^{-04}$	$1.48 \cdot 10^{-03}$	33.74	25.09	22.5
50 j	135	$7.79 \cdot 10^{-04}$	$-1.81 \cdot 10^{-13}$	$1.08 \cdot 10^{-03}$	35.83	30.40	0
60 j	90	$7.55 \cdot 10^{-04}$	$-3.84 \cdot 10^{-14}$	$7.55 \cdot 10^{-04}$	36.39	36.39	0

TAB. 3.11 : Synthèse des paramètres des ellipses correspondant à un écart-type de la distribution du panache, pour les cas illustrés par la figure 3.16.

$$\frac{1}{4}x^2 + \frac{1}{4}y^2 = 1 \quad (3.46)$$

Les coefficients de l'équation sont donc $a_0=0.25$, $b_0=0$ et $c_0=0.25$.

La figure 3.16 illustre, dans le repère mobile $\langle x'; y' \rangle$ et à chaque changement de direction, les ellipses correspondant à un écart-type de la distribution. La figure 3.15 montre la trajectoire suivie par le centre de masse ainsi que ses coordonnées dans le repère fixe $\langle x; y \rangle$.

De 0 à 10 j, ce panache est transporté dans la direction $\gamma_1 = 0^\circ$. A 10 j, la direction des écoulements change de manière uniforme sur le domaine et prend une nouvelle direction $\gamma_2 = 45^\circ$. Le panache est transporté dans la direction γ_2 pendant 20 j. Les figures 3.16-C et 3.16-D illustrent les situations aux temps respectivement de 20 et 30j. A 30 j, la direction des écoulements change à nouveau de manière uniforme et ces derniers prennent une direction $\gamma_3 = 135^\circ$. Le panache est transporté dans cette nouvelle direction pendant 20 j. Les figures 3.16-E et 3.16-F illustrent la situation à respectivement 40 j et 50 j. Finalement, à 50 j, la direction des écoulements change une dernière fois pour se diriger à un angle $\gamma_4 = 90^\circ$. Le panache y est transporté pendant 10 jours.

Le tableau 3.11 résume les coefficients a , b et c ainsi que les écarts-type pour chacune des situations décrites par la figure 3.16.

Les résultats montrent simplement que malgré le fait que la dispersivité longitudinale soit dix fois supérieure à la dispersivité transversale, lorsque un panache de substance dissoute est transporté dans un champs d'écoulement dont la direction varie, les processus de dispersion transversale s'en trouvent considérablement augmentés.

Pour le cas particulier décrit dans le tableau 3.11, les résultats montrent que si les écoulements sont symétriques en x et en y et cela quelle que soit

Temps j	$x_{c,i}$ m	$y_{c,i}$ m	$\bar{v}_i$ m/j	$\alpha_{La,i}$ m	$\alpha_{Ta,i}$ m	$\alpha_{La,i} + \alpha_{Ta,i}$ m
0	0.00	0.00	0.00	-	-	-
10	10.00	0.00	1.00	20.00	2.00	22.00
20	17.07	7.07	0.92	18.79	5.02	23.81
30	24.14	14.14	0.93	18.99	4.60	23.59
40	17.07	21.21	0.68	20.83	11.48	32.32
50	10.00	28.28	0.60	21.33	15.33	36.67
60	10.00	38.28	0.66	16.68	16.68	33.37

TAB. 3.12 : Coordonnées du centre de masse $\langle x_c; y_c \rangle$ au temps t_i et détermination des coefficients de dispersivité longitudinale et transversale apparents.

l'historique des variations de la direction des vitesses, la dispersion finale est isotrope. Les valeurs identiques de σ_u et de σ_v à $t = 60$ j l'attestent.

Pour reproduire la même distribution avec une vitesse d'écoulement moyenne $\bar{v} = 0.66$ m/j, les dispersions apparentes seraient dans ce cas précis $\alpha_L = \alpha_T = 16.68$ m (Tab. 3.12).

Au final, le panache aura subit une dispersion longitudinale et transversale relativement uniforme alors que les coefficients de dispersivité respectifs ont un ordre de magnitude de différence. La similitude entre les valeurs de σ_u et σ_v à 60 j est évidemment due aux choix particuliers des changements de direction.

De plus, les calculs des angles ω montre qu'entre 10 j et 30 j, la direction d'écoulement est de 45° et l'ellipse subit un effet de rotation apparente et l'angle tend, à long terme, vers la direction d'écoulement.

Les résultats obtenus dans cette section montrent que par rapport à un régime d'écoulement moyen, les variations de la direction des vitesses ont pour effet d'augmenter la dispersion transversale et de diminuer la dispersion longitudinale, de 20 à 16.68 m pour α_L et de 2 à 16.68 m pour α_T .

Lorsque la direction des écoulements varie, le tableau 3.12 montre que la somme des dispersivités apparentes est supérieure à la somme des vraies dispersivité, selon :

$$\alpha_{La} + \alpha_{Ta} > \alpha_L + \alpha_T \quad (3.47)$$

La relation de l'équation 3.47 peut être expliquée de la manière suivante : Pour le calcul de la dispersion, il faut prendre en compte la norme de la vitesse (la dispersion n'est pas réversible). Or, en régime d'écoulement transitoire, la moyenne des valeurs absolues de la vitesse est toujours inférieure

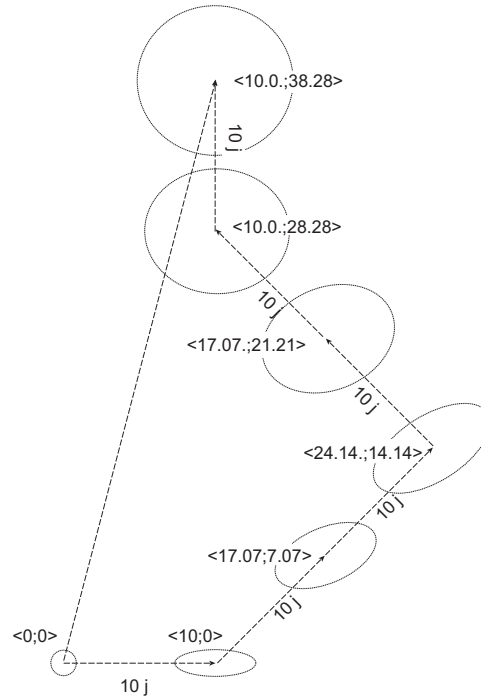


FIG. 3.15 : Trajectoire suivie par le centre de masse du panache décrite dans l'exemple de la figure 3.16.

à la valeur absolue de la vitesse moyenne, soit $|\bar{v}| < |\bar{v}|$. Par conséquent, les dispersivités apparentes étant dépendantes de $|\bar{v}|$, ces dernières seront plus élevées que les vraies dispersivités. Ces constatations confirment les conclusions de Goode et Konikow (1990).

Cependant, ces nouvelles solutions reposent sur l'hypothèse qu'à tout instant, la direction des écoulements est uniforme sur le domaine. Cette hypothèse est également formulée dans les travaux cités précédemment en référence. Or, il se trouve que cette hypothèse n'est pas représentative de conditions d'écoulements réelles. En effet, les effets de variations des conditions hydrologiques ne modifient que rarement les écoulements de manière uniforme. Ainsi, ces méthodes ont été présentées ici à des fins purement académiques d'analyses de processus théoriques.

3.5 Conclusions

Dans ce chapitre, les processus de transport en milieu poreux dans des champs d'écoulement transitoire ont été analysés en portant une attention particulière à quatre critères de vulnérabilité que sont (1) la concentration maximale (2) le temps d'arrivée du pic de concentration, (3) l'instant où une

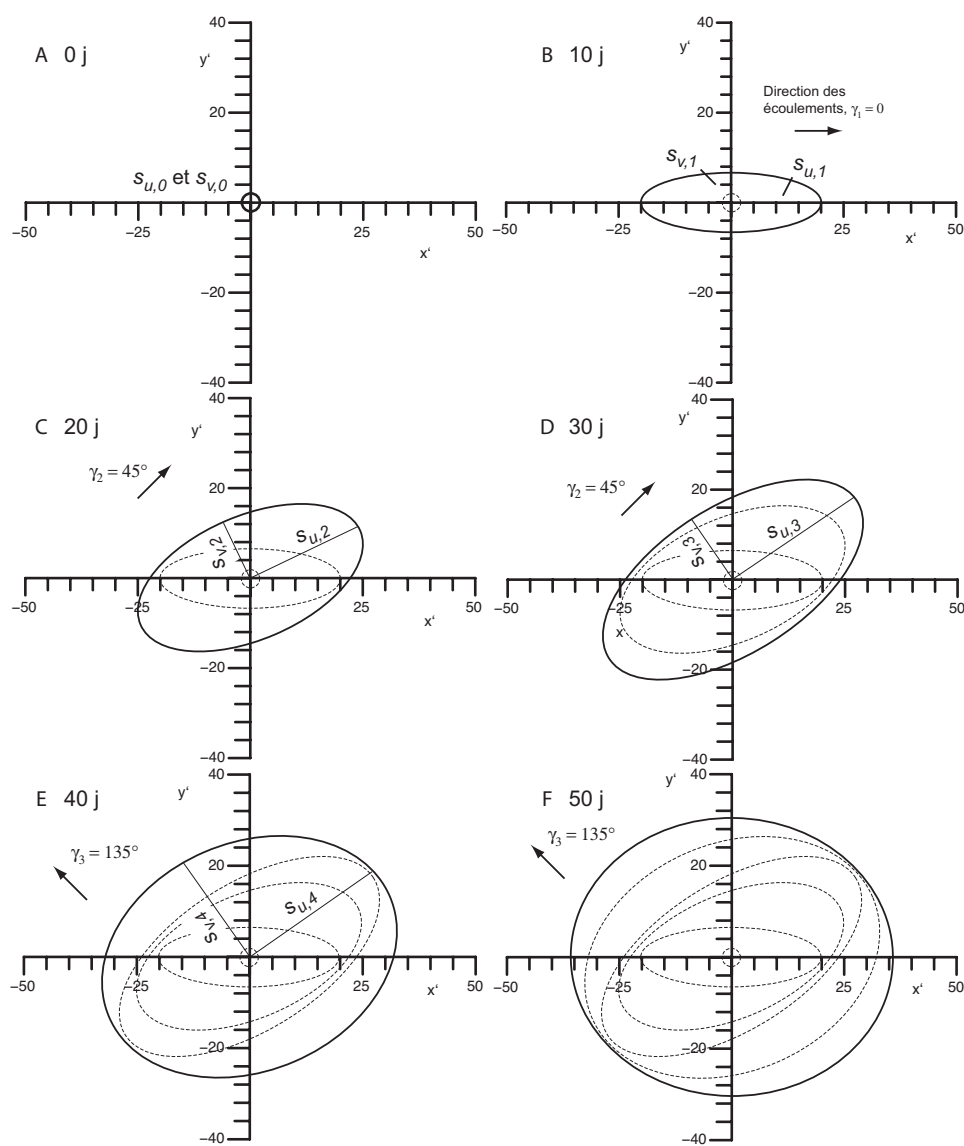


FIG. 3.16 : Exemple de transport d'une substance dissoute dans un champ d'écoulement uniforme mais dont la direction d'écoulement varie avec le temps. Représentation graphique de l'isoline de concentration qui correspond à l'écart-type de la distribution spatiale du panache et qui délimite les 39% de la masse totale.

concentration seuil est atteinte et (4) la durée pendant laquelle ce seuil de concentration est dépassé.

En première partie de ce chapitre, la sensibilité de ces quatre critères a été analysée par rapport aux fluctuations périodiques des écoulements qui sont définies par la période et l'amplitude des fluctuations ainsi que par le moment, relatif à la période, où la contamination se produit. Les analyses ont été effectuées pour des configurations 1D et 2D, mais restreintes à des systèmes où les écoulements sont toujours parallèles à l'axe x .

En deuxième partie, des nouvelles solutions analytiques ont été développées afin d'étudier le comportement de substances dissoutes dans des cas plus généraux où la direction des écoulements varie mais où l'intensité reste constante.

Les analyses ont tout d'abord montré que les fluctuations transitoires de la vitesse engendrent des modifications non négligeables des processus de dispersion des substances dissoutes.

Les oscillations de l'intensité du vecteur vitesse augmentent la dispersion longitudinale et transversale uniquement si ces oscillations créent des inversions temporaires du sens des écoulements.

Les variations de la direction des écoulements ont pour effet d'augmenter la dispersion transversale et de diminuer d'autant la dispersion longitudinale. Les effets sont déjà très marqués pour des variations dont les angles sont de l'ordre de $\sim 10^\circ$.

Les dispersions apparentes qui sont simulées en régime d'écoulement transitoire peuvent être obtenues en régime d'écoulement permanent en calculant des dispersions longitudinale et transversale équivalentes. Ces dispersions équivalentes sont exactes si les processus de transport sont simulés sur un nombre entier de période et donnent une bonne approximation si les périodes de fluctuations sont courtes.

Le régime d'écoulement transitoire influence donc les processus de transport de substances dissoutes et donc remettent potentiellement en question le dimensionnement des mesures de protection des captage d'eau souterraine, qui sont classiquement dimensionnée sur la base des régimes permanents de moyennes, hautes et basses eaux.

Par effet de dispersion supplémentaire, les concentrations maximales attendues en conditions réelles sont inférieures à celles simulées en régime d'écoulement permanent de moyennes, hautes et basses eaux (qui sont identiques dans les trois cas). Ainsi, par rapport à ce critère, le régime permanent constitue une approche sécuritaire.

Au sujet du temps d'arrivée du pic de concentration, par effets d'advection et de dispersion, ils peuvent être anticipés, mais restent systématiquement

inférieurs à ceux en régime de hautes eaux. Par rapport à ce critère et pour les exemples présentés en première partie de ce chapitre, le régime d'écoulement permanent de hautes eaux minimise les temps d'arrivée et constitue ainsi une approche sécuritaire.

Les conclusions sont identiques concernant l'instant auquel un seuil de concentration est dépassé.

A l'inverse, en ce qui concerne la durée de la contamination, les durées simulées en régime d'écoulement transitoire sont toujours inférieures à celles qui sont simulées en régime permanent de basses eaux. Ce dernier constitue donc une approche sécuritaire.

Lorsque la direction des écoulements varie de manière uniforme sur le domaine, la dispersion des panaches de substances dissoutes est considérablement modifiée. Cela concerne principalement les dispersions transversales qui peuvent être augmentées de plusieurs ordres de grandeur. La dispersion longitudinale peut, quant à elle, être diminuée, mais d'un facteur nettement plus faible.

Pour conclure, le régime d'écoulement transitoire induit des effets de dispersion supplémentaire dus aux inversions temporaires du gradient hydraulique régional ainsi qu'aux modifications de la direction des écoulements.

Bibliographie

- A.M.M. Elfeki, G.J.M. Uffink, et S. Lebreton. Simulation of solute transport under oscillating groundwater flow in homogeneous aquifers. *Journal of Hydraulic Research*, 45(2) :254–260, 2007.
- D.J. Goode et L.F. Konikow. Apparent dispersion in transient groundwater flow. *Water Resources Research*, 26(10) :2339–2351, 1990.
- W. Kinzelbach et P. Ackerer. Modélisation de la propagation d’un contaminant dans un champ d’écoulement transitoire. *Hydrogéologie*, 2 :197–206, 1986.
- P. Perrochet. Advection, first-order sorption and decay in a periodic flow field. Derivation of an equivalent diffusive analytical model using moments analysis. Verification by a numerical finite element model., 1997. Note personnelle.
- K.R. Rehfeldt et L.W. Gelhar. Stochastic-analysis of dispersion in unsteady-flow in heterogeneous aquifers. *Water Resources Research*, 28(8) :2085–2099, 1992.
- F.A. Richard. *The effect of transient flow on contaminant dispersion in porous media*. Phd, University of Ottawa, 2002.

4

Analyse des zones de capture en régime d'écoulement transitoire périodique

4.1 Introduction

La détermination des zones de capture des puits de captage a pour objectif premier de protéger les ressources en eaux souterraines contre les risques de pollution. Afin de réduire au maximum ces risques, des restrictions sur l'utilisation du territoire sont imposées par la législation (restrictions sur le type d'agriculture ou d'industrie). Pour des territoires aussi densément peuplés que le Plateau suisse, ces restrictions entraînent parfois des conséquences sociales et économiques non négligeables. Afin de minimiser ces répercussions, les délimitations des zones de capture et, par extension, des aires d'alimentation et des zones de protection, doivent être aussi précises que possible.

Les hétérogénéités spatiales et temporelles des systèmes d'écoulement influencent les processus de transport et donc indirectement le dimensionnement des zones de capture. Ces dernières sont classiquement définies en régime d'écoulement permanent de basses eaux, dans la mesure où ces conditions garantissent un degré maximum de sécurité pour la protection des ressources. Si du point de vue du risque, ce procédé semble être un avantage, il présente néanmoins l'inconvénient de surestimer les dimensions des zones de capture et d'augmenter les impacts économiques. Se baser sur les conditions réelles d'écoulement (régime transitoire) permet d'affiner la délimitation de la zone de capture transitoire. Les impacts économiques sont ainsi minimisés.

En pratique, les zones de capture ne sont qu’exceptionnellement déterminées en régime d’écoulement transitoire. En effet, dans la majorité des cas, le temps et/ou les données disponibles manquent. Pour des motifs sécuritaires, les zones de captures sont alors définies sur la base du régime d’écoulement permanent de basses eaux.

L’erreur commise, entre cette approximation et le régime transitoire peut être quantifiée. Selon les variations des conditions d’écoulement, les résultats montrent que le régime transitoire peut être obtenu approximativement soit par des conditions permanentes moyennes, soit par des conditions permanentes équivalentes, soit par des conditions permanentes de hautes et de basses eaux. Les questions d’équivalence, qui nécessitent un ajustement des paramètres, seront abordées en détail dans le chapitre 5.

L’objectif de ce chapitre est d’analyser les effets du régime d’écoulement transitoire sur les fluctuations des zones de capture pour déterminer quelles sont les périodes et amplitudes qui affectent, de manière significative, leurs extensions spatiales.

En appliquant la méthode stochastique de marche au hasard dans un champ d’écoulement transitoire et non uniforme, Kinzelbach and Ackerer (1986) concluent que les périodes de fluctuation plus petites que le temps de séjour moyen justifient l’utilisation d’un champ d’écoulement stationnaire moyen.

Reilly and Pollock (1996) arrivent aux mêmes conclusions en utilisant les méthodes de type *particle back-tracking*. Ils analysent l’effet des fluctuations annuelles et à plus long terme de la recharge sur les zones de capture transitoires. Ils en déduisent que le rapport entre le temps de transit moyen et la longueur de la période cyclique est un bon indicateur pour déterminer si l’aspect transitoire modifie significativement l’origine des eaux captées par le puits. Ils concluent également que, pour les modèles étudiés dans leurs travaux, si ce rapport est largement supérieur à 1, alors la zone de capture peut être calculée en utilisant des conditions permanentes moyennes. Le *temps de transit moyen* est défini comme le temps moyen nécessaire pour qu’une particule se déplace de la zone de recharge vers le puits. Les méthodes qu’ils emploient sont purement advectives et ne prennent pas en compte les effets de dispersion et de dilution.

Plus récemment, une méthode déterministe basée sur une forme adjointe de l’équation d’advection-diffusion a été développée (Cornaton, 2004; Neupauer and Wilson, 1999). Cette méthode prend en compte les processus de dispersion et de dilution et permet de délimiter les zones de capture dites « probabilistes », en un seul calcul et cela quelle que soit la complexité du domaine. Ces méthodes définissent le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, \infty)$ qu’une particule localisée en $\mathbf{x}$ soit captée, tôt ou tard, par le puits. En régime d’écoulement permanent, il est démontré que la probabilité $p(\mathbf{x})$ équivaut au taux de restitution d’un essai de traçage de masse unitaire, dont le point

d'injection est $\mathbf{x}$. Ces méthodes sont essentiellement démontrées en régime d'écoulement permanent.

Ces méthodes ont été initialement démontrées en régime d'écoulement permanent et sans apport par les précipitations (divergence du flux nulle). Fang et al. (2005) ont étendu l'applicabilité des méthodes en démontrant qu'elles étaient également valables pour des systèmes qui prennent en compte cet apport (divergence du flux constante mais différente de 0).

Neupauer and Wilson (2002) ont démontré pour un cas transitoire très simple où, suite à une perturbation unique, le champ d'écoulement retrouve son équilibre, que les méthodes sont suffisamment robustes pour être appliquées à des systèmes dont les gradients hydrauliques régionaux varient dans le temps. Pour des cas plus complexes, aucune étude n'existe, à notre connaissance, qui simule en régime d'écoulement transitoire, les zones de capture « probabilistes » de puits de captage.

Si on estime cette dernière conclusion valable pour tout système transitoire, les méthodes pourraient alors être appliquées à des simulations de zones de capture en régime d'écoulement transitoire périodique.

Leur simplicité d'application couplée aux capacités de calculs et de stockage des ordinateurs modernes permet d'effectuer un nombre considérable de simulations, en testant les effets de paramètres comme la période et l'amplitude des fluctuations. Le degré de précision des résultats obtenus est très élevé et permet de dégager des tendances, aussi faibles soient-elles, qui confirment les conclusions de Kinzelbach and Ackerer (1986) et de Reilly and Pollock (1996). Elles permettent de surcroît de préciser les seuils minimaux et maximaux entre lesquels l'aspect transitoire doit être pris en considération.

Dans ce chapitre, après une description détaillée de la méthodologie, une analyse exhaustive est effectuée sur les effets des paramètres transitoires pour un domaine homogène dont le champ d'écoulement régional est uniforme et dont les fluctuations du gradient hydraulique sont définies par des fonctions sinusoïdales à un mode. En second lieu, la validité des méthodes est démontrée de manière plus succincte pour un milieu hétérogène, pour des exemples où les fluctuations sont plus complexes ainsi que pour un champ d'écoulement régional non uniforme, influencé par des infiltrations latérales.

4.2 Méthodologie

4.2.1 Principe général

La méthode appliquée dans ce travail consiste à déterminer les zones de capture « probabilistes » en régime d'écoulement transitoire avec des mé-

thodes dont la validité est démontrée en régime d'écoulement permanent. Ces dernières sont décrites en détail dans le chapitre 2.

Pour rappel, les équations d'écoulement transitoire en milieu horizontal, confiné, sans alimentation et à épaisseur constante est décrite par l'équation suivante :

$$S \frac{\partial H}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla H) \quad (4.1)$$

où, $H(\mathbf{x}, t)$ est la charge hydraulique [L], t le temps [T] et S est le coefficient d'emmagasinement.

La forme divergente de la solution de transport dans les conditions d'écoulement définies par l'équation 4.1, pour un composé conservatif, non réactif et à densité constante est décrite par l'équation classique d'advection-diffusion (ADE) :

$$\frac{\partial \phi C}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q}C + \nabla \cdot \phi \mathbf{D} \nabla C \quad (4.2)$$

où $C(\mathbf{x}, t)$ [M/L³] est la concentration de matière dissoute, $\mathbf{q} = \mathbf{K} \nabla H$ est le vecteur du flux hydraulique [L/T], $\mathbf{D}$ est le tenseur de macrodispersion chimique [L²/T].

La méthode appliquée dans ce chapitre se base sur une forme adjointe de l'ADE, dite « arrière », dans laquelle le signe du terme advectif est inversé et pour laquelle les conditions initiales et aux limites sont adaptées (cf. chapitre 3 pour les détails). Cornaton (2004) montre que ce modèle peut être adapté afin d'obtenir le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule d'eau située en $\mathbf{x}$ sorte à l'exutoire Γ_{out} en un temps inférieur à t , exutoire dont la zone de capture est évaluée. Pour un domaine 2D horizontal, sans alimentation, l'équation est écrite de la manière suivante :

$$\frac{\partial \phi p}{\partial t} = \nabla \cdot \mathbf{q}p + \nabla \cdot \phi \mathbf{D} \nabla p \quad (4.3)$$

Pour déterminer un tel champ de probabilité en régime d'écoulement permanent, une probabilité maximale $p = 1$ est imposée sur Γ_{out} et une probabilité $p = 0$ est imposée sur toutes les autres limites exfiltrantes du domaine ainsi que sur les autres puits de captage. Aucune valeur de probabilité n'est imposée sur les limites infiltrantes du modèle.

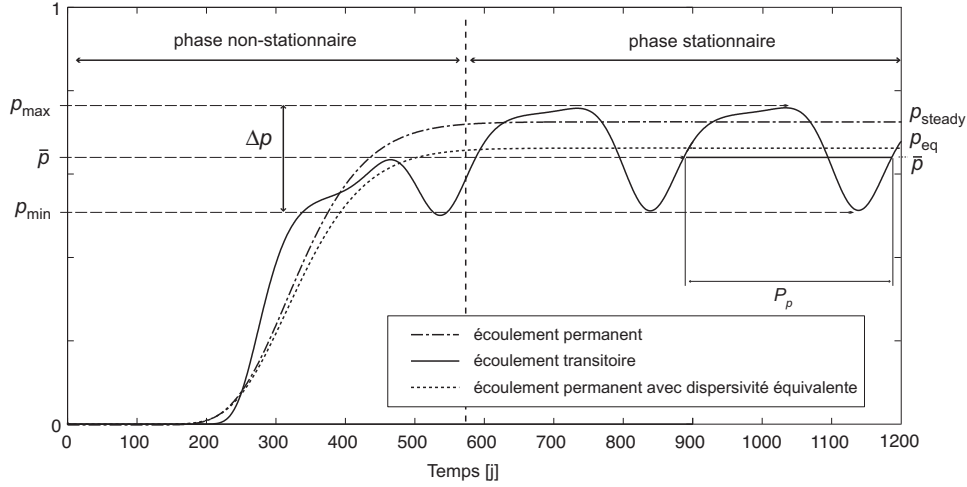


FIG. 4.1 : Comparaison entre les probabilités qu'une particule soit captée par le puits pour les régimes d'écoulement permanent, transitoire, et permanent avec dispersivité équivalente.

Le champ $p(\mathbf{x}, \infty)$ définit la zone de capture permanente du puits de captage en régime d'écoulement permanent.

Cette probabilité est définie comme la proportion de matière dissoute injectée en un point d'infiltration $\mathbf{x}_{\text{inf}}$ qui finit, tôt ou tard, par être captée par le puits de pompage. Les valeurs de $p(\mathbf{x}, t)$ peuvent donc être comparées avec les taux de restitution m_{out} de simulations d'essais de traçage issus d'un point d'injection quelconque, étant démontré par Cornaton (2004) qu'en régime permanent, $p(\mathbf{x}_{\text{inf}}, \infty)$ et m_{out} sont équivalents, et cela quelle que soit la complexité du domaine.

Si cette méthode est démontrée mathématiquement pour le régime hydraulique permanent (Cornaton, 2004), la question est de savoir si elle reste valable pour le régime transitoire. Elle est donc appliquée telle que décrite pour le régime permanent, mais dans des régimes d'écoulement transitoires périodiques, avec cependant quelques adaptations techniques nécessaires, inhérentes au régime transitoire, qui sont décrites plus loin dans ce chapitre.

Pour les simulations à suivre, la zone de capture permanente est volontairement calculée en régime de transport transitoire. Ce procédé permet de suivre le développement temporel de la zone de capture jusqu'à l'état d'équilibre, représenté sur la figure 4.1 par l'aplatissement de la courbe de probabilité p_{steady} . Une fois les valeurs stabilisées, la phase est dite *stationnaire*. Ce procédé permet de comparer l'intégralité de la simulation en régime d'écoulement permanent avec celle du régime transitoire.

En régime d'écoulement transitoire périodique, si les temps de simulation sont suffisamment longs, un comportement similaire est observé, à une dif-

férence toutefois : la stabilisation se traduit par une fluctuation périodique du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$, caractérisée par une période de fluctuation P_p et par une amplitude Δp .

La phase est dite *stationnaire* si $p(\mathbf{x}, t)$ oscille de manière périodique ou, en d'autres termes, si, quelque soit le point du domaine, la différence de probabilité au temps t et au temps $t + P_p$ est nulle.

En chaque point du domaine, $p_{\max}$, $p_{\min}$ et $\bar{p}$ sont respectivement les probabilités maximales, minimales et moyennes des probabilités p , calculées sur une période P_p pendant la phase stationnaire (Fig. 4.1).

Δp est défini comme la différence absolue entre $p_{\max}$ et $p_{\min}$, toutes deux étant également déterminées pendant la phase stationnaire (Fig. 4.1).

Dans ce chapitre, le premier objectif est d'analyser les fluctuations temporelles du champ $p(\mathbf{x}, t)$ en fonction de la distance au puits d , mais également en fonction des paramètres transitoires des conditions aux limites. Ces paramètres sont décrits au paragraphe 4.2.6.

Dans un premier temps, la méthode de détermination des zones de capture transitoires est validée en comparant les probabilités simulées avec les taux de restitution m_{out} issus de simulations d'essais de traçage ou de contaminations ponctuelles. Dans un deuxième temps, les conditions initiales et aux limites seront modifiées afin de simuler des cas de pollution pérenne, où la source de pollution est maintenue pendant toute la durée de la simulation. Cette approche sera traitée en détails dans la section 4.5. Toutes ces simulations sont effectuées en résolvant la forme classique de l'ADE.

Il est important de préciser que les deux méthodes utilisent deux échelles de temps inversées. En effet, la méthode utilisée pour déterminer les zones de capture se base sur une inversion du champ de vitesse et donc, dans une certaine mesure et uniquement pour l'advection, de l'axe du temps. Pour comparer les méthodes, il est donc nécessaire d'inverser l'échelle de temps. Comme expliqué dans la section 4.2.6, selon la complexité du problème, il existe plusieurs façons d'inverser ou de redresser le temps sans influencer les résultats. Pour des systèmes simples où une symétrie temporelle des fonctions d'entrées existe, il n'est pas nécessaire d'inverser le temps. Les fluctuations définies par des fonctions sinusoïdales simples, telles qu'utilisées pour l'exemple décrit plus loin dans ce chapitre, constituent un exemple de fonctions symétriques dans le temps.

En régime d'écoulement transitoire, il est constaté que les taux de restitution m_{out} varient significativement selon le moment t_{cont} , relatif à la période de fluctuation, où l'injection se produit.

A partir de cette observation, la méthode présentée dans ce travail est intuitive. Elle consiste à simuler des séries d'essais de traçage décalés dans

le temps d'une valeur $\Delta\varphi_u$, mais dont les points d'injection sont identiques d'un essai à l'autre. L'indice u se rapporte à une limite ou à un paramètre quelconque qui fluctue périodiquement dans le temps. Un nombre suffisant d'essais sont effectués de sorte que l'ensemble des t_{cont} couvre l'intégralité de la période de fluctuation P_u . Le rapport entre $\Delta\varphi_u$ et P_u détermine la résolution temporelle des essais de traçage. Le degré maximum de résolution est atteint lorsque la valeur de $\Delta\varphi_u$ correspond à la valeur du pas de temps des méthodes « arrières ».

Les différents temps d'injections sont obtenus par la valeur du paramètre de déphasage φ_u dans l'équation 4.8 (section 4.2.6).

Pour chaque essai de traçage, les taux de restitution m_{out} sont calculés par intégration des courbes de restitution, par rapport à la variable du temps, selon l'équation suivante :

$$m_{\text{out}} = \frac{Q_w}{M_i} \int_0^\infty C(t) dt \quad (4.4)$$

où M_i [M] est la masse injectée, Q_w [L³/T] est le débit de pompage et $C(t)$ [M/L³] la concentration simulée au puits dans la phase fluide.

Les résultats montrent que, sur une période de fluctuation, les taux de restitution sont compris dans une fourchette allant de m_{min} à m_{max} .

La méthode ne permet pas de déterminer à l'avance les temps pour lesquels le maximum et le minimum sont atteints. Il est donc nécessaire de simuler un nombre suffisant d'essais de traçage pour couvrir l'ensemble de la période de fluctuation et avec une résolution suffisante pour capter les variations des conditions aux limites les plus rapides.

Pour terminer, la distribution des taux de restitution m_{out} est comparée avec celle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ simulées au point d'injection.

L'ensemble de la méthode décrite précédemment est considérée comme valable si, pour un exutoire Γ_{out} et pour un champ transitoire donnés, l'écart ε , entre la distribution des taux de restitution m_{out} et celle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$, est faible.

4.2.2 Exemple d'application de la méthode

Pour bien comprendre les motivations et avant de passer à la partie des résultats, la méthode est illustrée, dans cette section, par un exemple théorique.

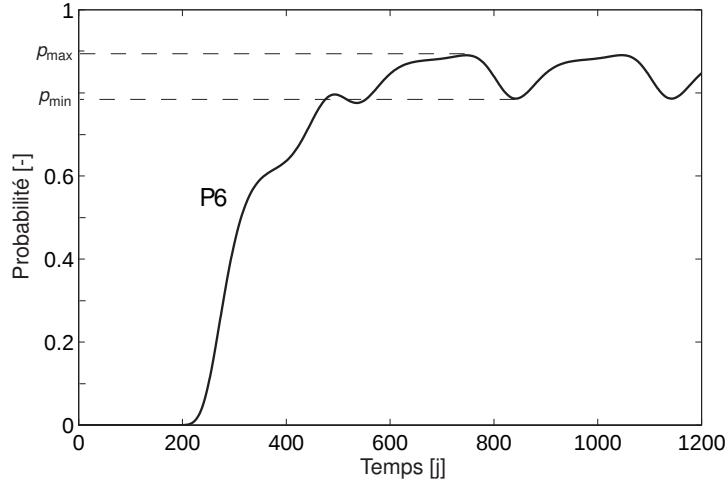


FIG. 4.2 : Evolution transitoire de la probabilité qu'une particule, lâchée au point P6, finisse par être captée par le puits.

La zone de capture transitoire d'un puits de pompage est calculée pour un domaine rectangulaire simple, dont la description est détaillée dans le paragraphe 4.2.4. Le débit d'extraction du puits est constant. Les écoulements sont définis par une limite à charge imposée constante en amont et une limite aval à charge variable qui fluctue de manière sinusoïdale. La période de fluctuation de la limite aval est de $P_H=300$ j et l'amplitude de $A_H=10$ m. La charge en aval reste toujours inférieure à la charge amont de telle sorte qu'il n'y ait pas d'inversion de gradient durant la période de fluctuation. L'évolution transitoire de la probabilité qu'une particule localisée au point P6 atteigne le puits est représentée par la figure 4.2 qui montre qu'une fois l'état stationnaire atteint, au bout d' ~ 600 j pour ce cas précis, la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ évolue de manière périodique entre un minimum de $p_{\min}=0.79$ et un maximum de $p_{\max}=0.89$; la période de fluctuation de $H(t)$ et de $p(\mathbf{x}, t)$ étant identique.

Dans un deuxième temps, dix essais de traçage sont effectués à partir de P6 dans un champ d'écoulement transitoire identique. Les injections se font tous les $\Delta\varphi_H=30$ j et couvrent ainsi l'ensemble de la période de 300 j. Pour chaque essai, une masse normalisée de 1 kg est injectée.

Les courbes de restitution simulées au puits sont présentées dans la figure 4.3. L'intégration de ces courbes par rapport au temps permet d'obtenir les taux de restitution de chaque essai (Fig. 4.4). Ceux-ci sont compris dans une fourchette allant de $m_{\min}=0.78$ à $m_{\max}=0.88$. Dans ce cas précis, $m_{\max}$ et $m_{\min}$ sont obtenus avec un déphasage de respectivement 210 j et 0 j (Figs. 4.3 et 4.4).

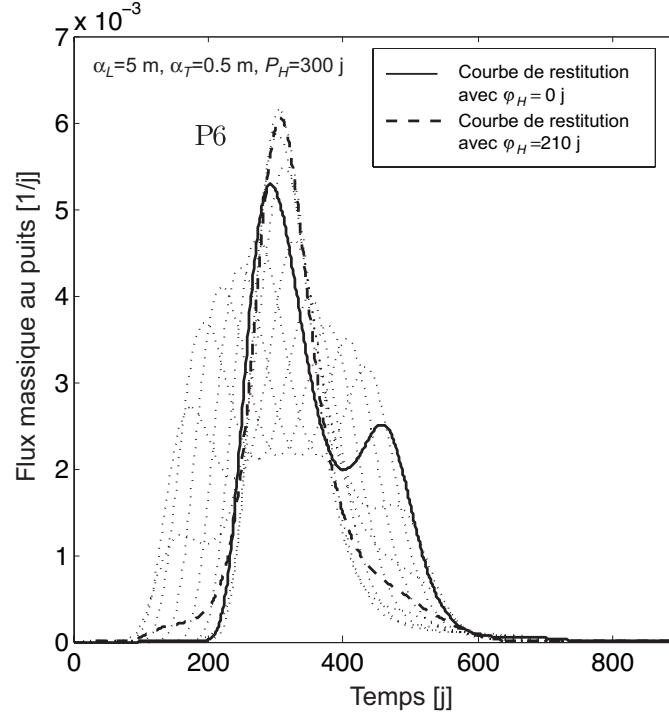


FIG. 4.3 : Courbes de restitution de 10 essais de traçage au point d'injection P6. Chaque essai est décalé de 30 j dans le temps.

La distribution des taux de restitution m_{out} est comparée avec celle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$. La comparaison entre les deux approches est illustrée par la figure 4.5. Les résultats indiquent que les taux de restitution maximaux $m_{\text{max}}=0.88$ et minimaux $m_{\text{min}}=0.78$ sont très proches des probabilités maximales $p_{\text{max}}=0.89$ et minimales $p_{\text{min}}=0.79$ avec une erreur de $\varepsilon=1\%$ (Fig. 4.5).

Sur l'exemple de la figure 4.5, les ronds noirs représentent les taux de restitution obtenus par les essais de traçage successifs. Sur le graphique, l'écart temporel entre deux points successifs correspond à $\Delta\varphi_u$. La méthodologie employée pour paramétrer le temps d'injection implique une inversion de l'axe du temps (voir section 4.2.6). Sur la figure 4.5, cette inversion est effectuée en inversant le signe de $\Delta\varphi_u$. Cela implique que les essais de traçage successifs sont représentés de droite à gauche, soit dans un ordre inversé par rapport au temps.

Cela étant, la distribution des probabilités obtenues en écoulement inverse est très proche de celle des taux de restitution obtenus en écoulement normal. Toutefois, la première distribution est obtenue avec précision, en un seul calcul et pour l'ensemble du domaine, alors que la seconde nécessite un

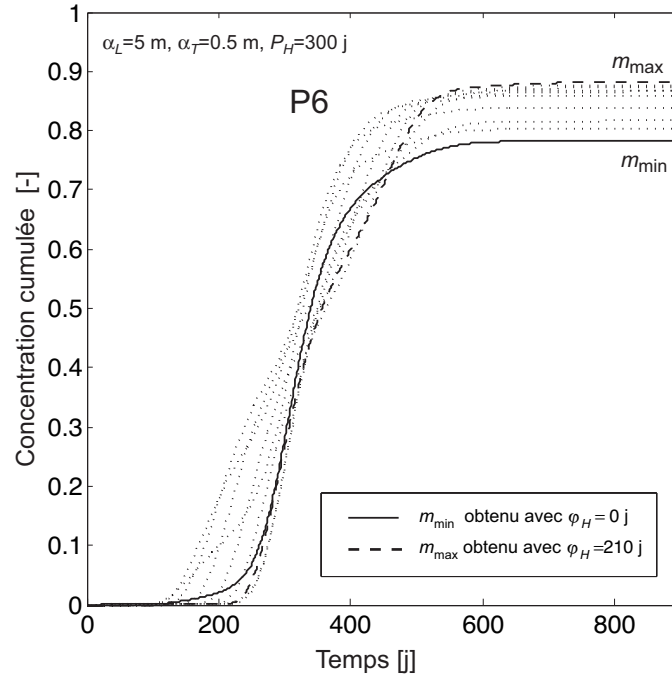


FIG. 4.4 : Courbes de concentration cumulée d'essais de traçage au point d'injection P6

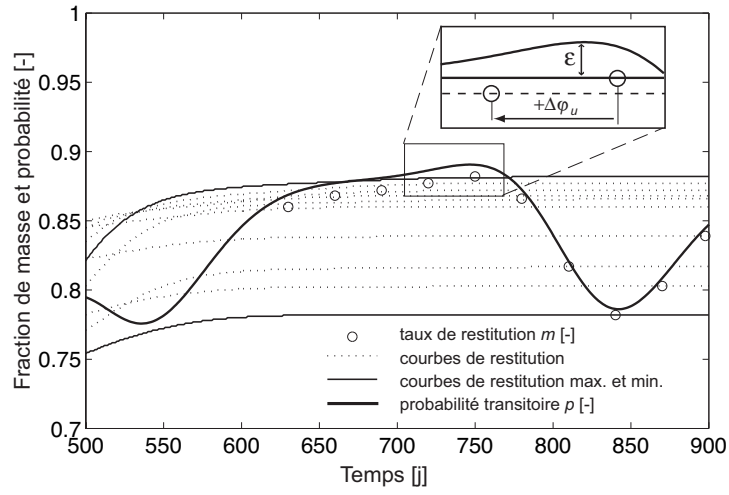


FIG. 4.5 : Comparaison entre les courbes de concentration cumulée issues d'une contamination au point P6 avec les probabilités simulées par la zone de capture transitoire.

nombre considérable de simulations pour un seul noeud, avec en plus, des problèmes de sous-estimation liés à la discrétisation.

Suite à cette observation fondamentale, l'objectif est de tester cette méthode pour différentes variantes de simulation en utilisant dans un premier temps des modèles théoriques simples puis des modèles plus réalistes en quantifiant, à chaque fois, les erreurs commises.

4.2.3 Approche numérique

Deux logiciels sont utilisés, tous deux basés sur les méthodes classiques des éléments finis de Galerkin. En premier lieu, le logiciel commercial FE-FLOW® (Diersch, 2005) est utilisé pour les cas simples sans précipitations ainsi que pour les cas où les limites infiltrantes et exfiltrantes ne varient pas pendant la simulation. Pour les cas plus complexes, qui prennent en compte l'apport par les précipitations d'une part et qui, d'autre part, prennent également en compte les limites infiltrantes et exfiltrantes variant au cours du temps, le logiciel Groundwater est employé (Cornaton, 2007).

4.2.4 Géométrie et maillage des modèles

Dans ce chapitre, les méthodes décrites précédemment sont appliquées à deux modèles d'écoulement différents, dont les géométries de base et les maillages sont identiques, mais pour lesquelles les conditions aux limites diffèrent.

Le géométrie est identique à celle utilisée par Neupauer and Wilson (2001) et Cornaton (2004). Elle est caractérisée par un domaine d'écoulement rectangulaire de 600 m $\times$ 350 m. A l'exception de la zone située autour du puits de captage, le maillage est régulier et composé d'éléments carrés de 2.5 m de côté.

Le puits de captage, localisé à la coordonnée $\mathbf{x}_w = \langle 200; 175 \rangle$ est représenté par un trou dans le maillage d'un rayon de 0.625 m. Autour du puits, le maillage est légèrement raffiné pour d'une part simuler des rabattements significatifs d'un cas réel, et pour d'autre part diminuer les erreurs numériques potentielles, liées à la discrétisation, lors des simulations de transport.

Pour analyser les variations spatiales et temporelles des zones de capture, douze points d'observation, P1 à P12, sont répartis sur l'ensemble du domaine (Fig. 4.6). Leurs coordonnées sont référencées dans le tableau A.1 en annexe. Les points P1 à P6 ainsi que le point P11 sont alignés longitudinalement par rapport au puits et répartis sur l'ensemble du domaine par ordre de distance croissante. Les points P7 et P8 sont alignés transversalement avec P6 afin d'étudier les variations latérales de la zone de capture. De même, P12 est aligné sur P5. P9 et P10 sont situés en aval du puits de captage afin d'étudier l'évolution du champ de probabilité dans la zone du point de stagnation.

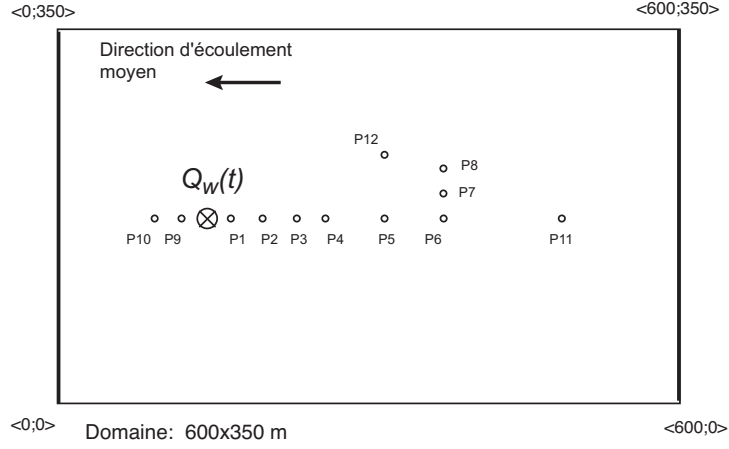


FIG. 4.6 : Géométrie des modèles utilisés dans ce chapitre avec la localisation du puits et des points d'observation. Les coordonnées figurent dans le tableau A.1 en annexe.

4.2.5 Paramètres d'écoulement et de transport

Selon l'échelle de temps considérée, l'ensemble des paramètres d'écoulement et de transport peuvent être considérés comme variables dans le temps. Ils peuvent donc potentiellement modifier le champ d'écoulement, influencer les processus de transport et par conséquent, modifier les dimensions des zones de capture.

Dans ce chapitre, pour les deux modèles d'écoulement analysés, l'ensemble des paramètres d'écoulement et de transport sont constants dans les échelles de temps considérées.

Dans les deux cas, l'aquifère est considéré comme captif, homogène et isotrope, avec une transmissivité de 10^{-4} m²/s. Le coefficient d'emmagasinement est $S = 10^{-4}$. Un cas particulier traitant l'effet de l'hétérogénéité est présenté dans la section 4.3.4. Le cas de l'anisotropie n'est pas abordé dans cette étude.

L'apport par les précipitations i est considéré comme nul. Son effet n'est pas traité dans ce chapitre. La prise en compte de l'infiltration est effectuée dans le cas d'application à l'aquifère du Seeland, au chapitre 6.

Pour les simulations de transport, les solutés sont considérés comme conservatifs et non-réactifs. Les coefficients de dispersivité longitudinale et transverse sont respectivement $\alpha_L=5$ m et $\alpha_T=0.5$ m. La diffusion moléculaire est de $D_m = 10^{-9}$ m²/s et la porosité est $n = 0.3$.

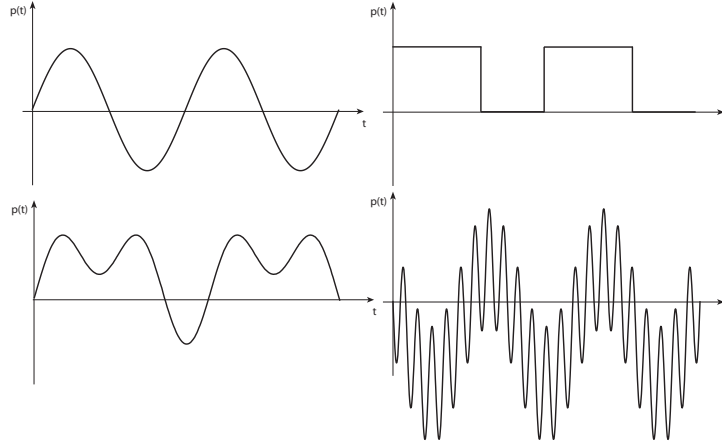


FIG. 4.7 : Exemples de fonctions périodiques symétriques.

4.2.6 Paramètres temporels

Dans ce chapitre, les fluctuations temporelles périodiques d'un paramètre ou d'une limite quelconque u sont définies par des fonctions sinusoïdales à une ou plusieurs *composantes fréquentielles* ou *modes*, selon l'équation suivante :

$$u(t) = \bar{u} + \sum_j A_{u,j} \cdot \sin\left(\frac{2\pi t + \varphi_{u,j}}{P_{u,j}}\right) \quad (4.5)$$

où l'indice j se rapporte au mode, $\bar{u}$ est la moyenne de la fluctuation, $A_{u,j}$ l'amplitude, $P_{u,j}$ la période et $\varphi_{u,j}$ le déphasage.

La valeur moyenne $\bar{u}$ est le paramètre qui définit l'état permanent du système, alors que les paramètres $A_{u,j}$, $P_{u,j}$ et $\varphi_{u,j}$ caractérisent la composante transitoire.

Dans le premier modèle étudié, seule la limite aval $H(t)$ est fluctuante alors que dans le deuxième modèle, seules les infiltrations latérales $q(t)$ varient.

La fonction $u(t)$ est régie par les propriétés de l'analyse harmonique. La période $P_{u,1}$ caractérise la période ou fréquence fondamentale de la fonction $u(t)$. Si les périodes des modes suivants sont des diviseurs entiers de la période fondamentale et selon la valeur du déphasage $\varphi_{u,j}$ la fonction $u(t)$ conserve sa périodicité ainsi qu'une symétrie parfaite.

La figure 4.7 illustre quelques exemples de fonctions symétriques.

Pour tester l'influence de la symétrie sur les processus de transport, trois simulations de zones de capture sont effectuées.

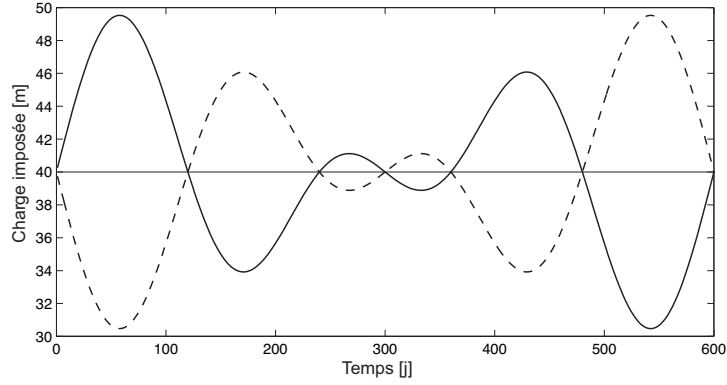


FIG. 4.8 : Exemple de fluctuation périodique, asymétrique et opposée. En se basant sur les propriétés des fonctions trigonométriques, les fonctions opposées sont équivalentes aux fonctions obtenues en inversant l'axe du temps.

La première simulation utilise, comme conditions aux limites, une fonction de base asymétrique telle qu'illustrée par la figure 4.8.

Les deux autres simulations utilisent la même fonction de base mais en inversant le temps selon deux procédés bien distincts.

En premier lieu, les écoulements seuls sont résolus au préalable avec la fonction de base et l'historique des charges est mémorisé jusqu'à un temps final t_f qui correspond à un nombre entier de périodes. Selon la propriété $\sin(-t) = \sin(t_f - t)$, le transport est résolu en réutilisant cet historique mais en commençant par la fin. En fait, cette méthode n'est pas restreinte aux fonctions sinusoïdales périodiques et est valable quelle que soit la complexité du signal. Elle présente néanmoins l'inconvénient de devoir résoudre les écoulements au préalable.

En utilisant les propriétés basiques de la trigonométrie, le deuxième procédé consiste à conserver le sens du temps pendant la simulation, mais en redéfinissant les conditions aux limites par une fonction opposée qui simule cette inversion. Les propriétés de l'équation 4.6 indiquent que la fonction inverse peut être obtenue en prenant soit l'opposé de la fonction originale $\sin(-t) = -\sin(t)$ soit en ajoutant un déphasage correspondant à la demi-période de fluctuation $\sin(-t) = \sin(t + \pi)$.

$$\sin(-t) = \sin(t + \pi) = -\sin(t) = \sin(t_f - t) \quad (4.6)$$

Les résultats confirment que les deux méthodes d'inversion du temps sont identiques à un déphasage près, dû au fait que la valeur des charges hydrauliques n'ont pas été mémorisées sur un nombre entier de périodes (Fig. 4.9).

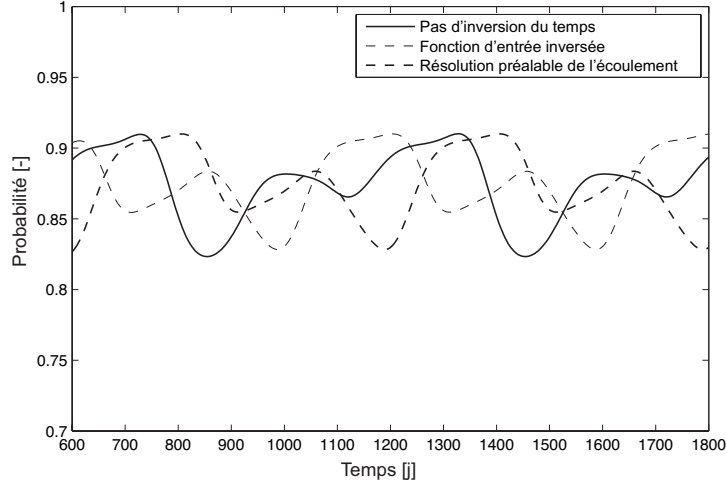


FIG. 4.9 : Evolution temporelle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ et comparaison de trois méthodes pour considérer l'axe du temps : aucune inversion ($\sin(t)$); fonction opposée ($\sin(t) = -\sin(t)$); enregistrement préalable de l'historique des charges ($\sin(t) = \sin(t_f - t)$).

En pratique, la détermination précise et à l'avance de ce déphasage n'est pas aisée car elle dépend de la distance entre le puits et le point d'observation, de la diffusivité du système, du temps de transit moyen (gradient hydraulique et porosité) ainsi que de la durée de la simulation.

Mais dans le cadre de la problématique des zones de capture et lorsque le régime stationnaire est atteint, seule la distribution des valeurs de probabilités sur une période est importante. Les effets éventuellement liés au déphasage ne sont pas abordés dans cette étude.

Par ailleurs, les résultats de la figure 4.9 montrent que selon le sens du temps considéré, les courbes de probabilité obtenues ne sont ni superposables ni symétriques.

Il ressort de cette analyse des symétries, que pour comparer les zones de capture avec des essais de traçage, une inversion du temps est nécessaire. Cela n'est cependant pas nécessaire pour les cas particuliers où les conditions aux limites fluctuent de manière périodique et symétrique.

4.2.7 Conditions initiales

Les conditions initiales pour le transport lors des simulations d'essais de traçage sont, en théorie, définies mathématiquement par une distribution dirac en espace $\delta(\mathbf{x}_{\text{inf}})$, où par définition, la distribution spatiale est définie par une masse unitaire uniquement au point d'injection et nulle partout ailleurs sur le domaine. De même, la distribution temporelle est définie par

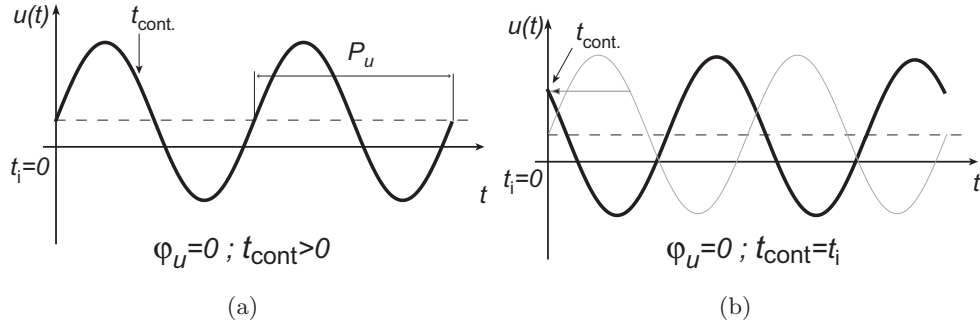


FIG. 4.10 : Deux procédés pour définir le moment d'injection t_{cont} , relatif à la période de fluctuation P_u : (a) L'injection se produit au temps t_{cont} avec un déphasage $\varphi_u = 0$ (b) L'injection se produit au temps $t_0 = t_{\text{cont}} = 0$ avec un déphasage de $\varphi_u = t_{\text{cont}}$.

l'injection d'une masse initiale M_i au temps $t = 0$ et nulle immédiatement après, soit aux temps $t > 0$. Si la masse initiale est unitaire, les taux de restitution peuvent être directement comparés aux valeurs définies par les champs de probabilité p .

En régime d'écoulement transitoire périodique, la contamination peut se produire à n'importe quel moment pendant une période de fluctuation. Afin de prendre en compte le temps d'injection t_{cont} relatif à la période de fluctuation, un essai de traçage peut être modélisé par une injection instantanée d'une masse unitaire au temps t_{cont} dont la distribution spatiale et temporelle sont respectivement $\delta(\mathbf{x}_{\text{inf}})$ et $\delta(t)$ (Fig. 4.10-a).

Cependant, pour des raisons pratiques, t_{cont} peut être synchronisé avec le temps initial de la simulation en modifiant les paramètres de déphasage $\varphi_{u,i}$ de l'équation 4.5 et être défini ainsi comme condition initiale (Fig. 4.10-b).

Pour un cas de fluctuation à un mode, le paramètre de déphasage φ_u définit ainsi le moment, relatif à la période de fluctuation, auquel la contamination se produit.

4.2.8 Adaptation des conditions aux limites

En régime d'écoulement permanent, chaque limite est définie une fois pour toutes comme infiltrante ou exfiltrante. En régime transitoire, cela n'est plus aussi simple, car le sens du flux peut temporairement s'inverser et une limite infiltrante peut devenir exfiltrante et inversement. Il est donc nécessaire de redéfinir à chaque pas de temps, l'extension exacte des limites infiltrantes Γ_- et exfiltrantes Γ_+ .

Cela est illustré ci-dessous par le cas d'un puits unique dont le niveau d'eau sur la limite aval $H_L(t)$ fluctue périodiquement avec une amplitude telle, qu'en situation de hautes eaux, la charge est temporairement supérieure à la charge imposée sur la limite amont H_D . La limite aval devient donc temporairement infiltrante (Fig. 4.12-c).

Lorsque le gradient hydraulique régional diminue, la zone de capture du puits s'élargit en amont et le point de stagnation se décale régulièrement vers l'aval. Bear and Jacobs (1965) montrent analytiquement que dans un aquifère captif idéal, ces deux grandeurs sont proportionnelles au débit pompé Q_w et inversement proportionnelles à l'épaisseur de l'aquifère b , à la conductivité hydraulique K et au gradient hydraulique régional i (Eq. 4.7).

$$x_L = \frac{Q_w}{2\pi b K i} \quad (4.7a)$$

$$y_L = \frac{Q_w}{2b K i} \quad (4.7b)$$

où x_L est la distance entre le puits et le point de stagnation et y_L est la demi largeur de la zone de capture.

Par conséquent, si par hypothèse, le rapport entre l'extension latérale du domaine et la distance entre la limite aval et le puits, est suffisamment grande, le point de stagnation peut potentiellement atteindre la limite aval au temps $t1 - \Delta t$ (Fig. 4.12-b).

A partir de cet instant, si le gradient hydraulique continue de diminuer, le flux hydraulique va commencer à s'inverser sur un nombre de noeuds de plus en plus important le long de la limite aval, en partant du centre et en s'éloignant progressivement vers les limites latérales du domaine. Dès que la valeur $H_L(t)$ dépasse H_D , soit au temps $t1$, la situation est à nouveau stabilisée mais avec cette fois, un gradient hydraulique régional inversé. Passé le minimum, le gradient hydraulique va augmenter jusqu'au temps $t2$ où la limite aval devient à nouveau partiellement exfiltrante, et cela jusqu'au temps $t2 + \Delta t$. Passé cette limite, la situation redevient normale avec une limite aval intégralement exfiltrante. La charge variant périodiquement, ce processus est répété à chaque nombre entier n de périodes.

Pour résumer, trois situations distinctes peuvent se présenter, illustrées par les figures 4.11 et 4.12 :

- La situation normale définie pour les temps $t \notin [t1 - \Delta t + nP; t2 + \Delta t + nP]$ pendant lesquels $H_D \ll H_L$. La limite amont est infiltrante et la limite aval exfiltrante.
- La situation intermédiaire définie pour les temps $t \in [t1 - \Delta t + nP; t1 + nP] \cup [t2 + nP; t2 + \Delta t + nP]$ pendant lesquels $H_D < H_L$. La limite

amont est toujours exclusivement infiltrante et la limite aval partiellement infiltrante.

- La situation inverse définie pour les temps $t \in [t_1 - \Delta t + nP; t_2 + \Delta t + nP]$ pendant lesquels $H_L \geq H_D$: la limite amont est exfiltrante et la limite aval infiltrante.

En conclusion, en régime d'écoulement transitoire, il n'est pas possible de définir avec précision et certitude quels noeuds sont affectés par ce processus et pendant quelle période de temps ¹.

Ainsi le sens du flux sur l'ensemble des limites ouvertes du domaine doit être analysé à chaque pas de temps, et les conditions de transport adaptées en fonction du sens du flux. Le logiciel Groundwater permet de faire cela automatiquement.

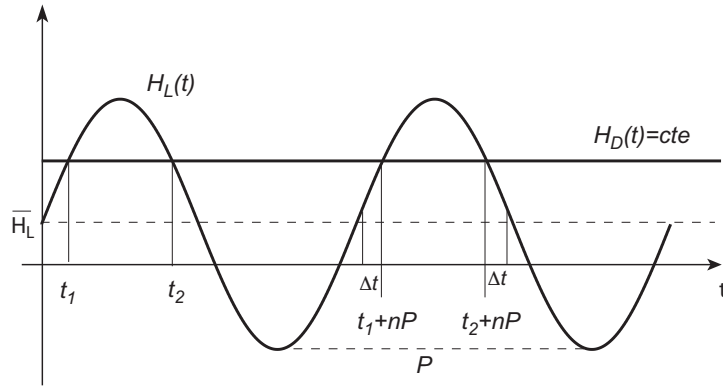


FIG. 4.11 : Fluctuation temporelle des conditions de charges imposées sur la limite aval H_L et sur la limite amont H_D . Selon l'amplitude de la variation de H_L , des situations de gradient hydraulique régional inversé peuvent se présenter (temps compris entre t_1 et t_2). Pendant une brève période Δt , la limite aval est à la fois infiltrante et exfiltrante (cf fig. 4.12)

¹Les équations 4.7 montrent que les dimensions des systèmes décrits dans ce chapitre sont telles que la situation intermédiaire ne se rencontre pas. Le puits est situé à une distance de 200 m de la limite aval du domaine. Cela signifie que la limite aval devient infiltrante si le point de stagnation atteint cette limite, soit à une distance $x_L = 200$ m. Avec un débit de pompage $Q_w = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$ et une transmissivité de $T = b * K_S = 10^{-4}$ m/s, cette valeur est atteinte pour un gradient $\iota = 7.96 \times 10^{-4}$. Or, avec ces valeurs, la demi-largeur maximale de la zone de capture est de $y_L = 628$ m, ce qui est plus élevé que l'extension latérale du domaine de $y/2 = 125$ m. Avec de telles dimensions, la situation intermédiaire se produit uniquement si le puits est localisé à une distance inférieure à $x_L = 55.73$ m. La situation intermédiaire correspond en réalité à un système où l'intégralité des limites amont et aval du domaine sont infiltrantes.

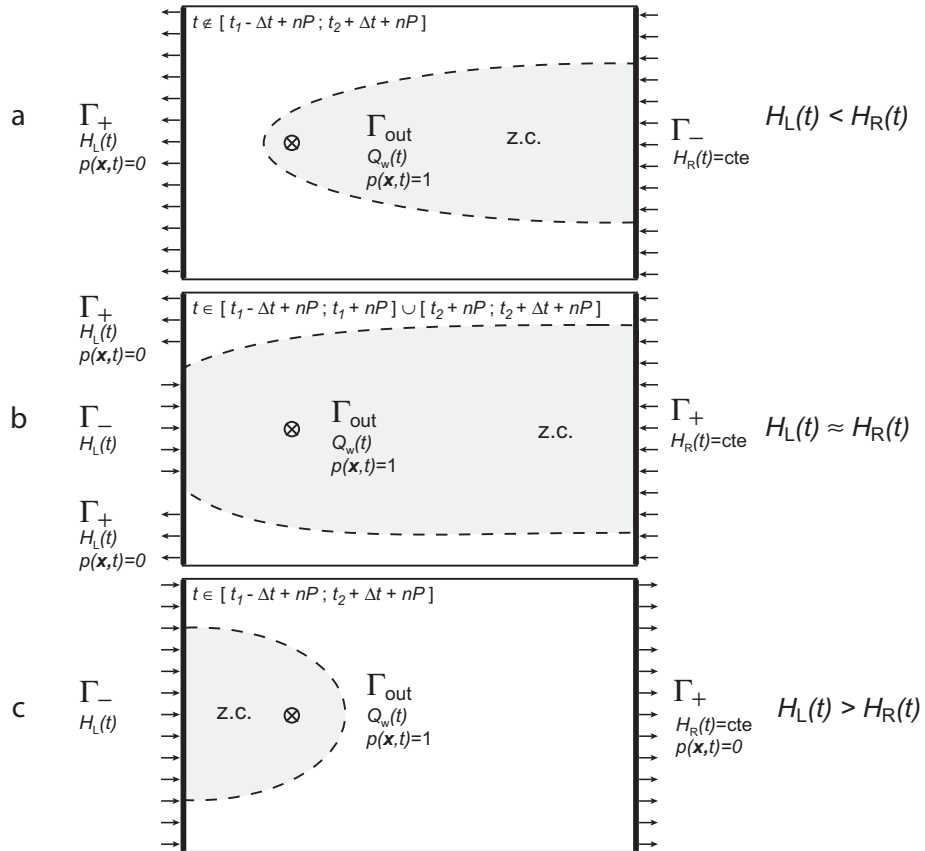


FIG. 4.12 : Représentation schématique des zones de capture en fonction des valeurs des conditions aux limites. Trois cas peuvent se présenter : (a) la direction d'écoulement est normale avec un gradient régional suffisamment élevé pour que la zone de capture se développe uniquement en amont ; (b) la direction d'écoulement est normale mais le gradient hydraulique régionale est faible. Le point de stagnation imaginaire est en dehors du domaine. Les eaux proviennent en partie de la limite aval ; (c) le gradient hydraulique est inversé et la zone de capture se développe uniquement en aval du puits.

4.3 Zones de capture pour le cas d'un puits unique

4.3.1 Description du cas

Le cas le plus simple pour simuler une zone de capture et pour analyser ses variations spatiales et temporelles consiste en un modèle rectangulaire avec un puits de pompage unique situé au centre du modèle. En absence de pompage, les écoulements sont linéaires, uniformes et parallèles à l'axe x . Pendant le pompage, le cône de rabattement induit à proximité du puits, des écoulement radiaux convergents en direction du puits.

Dans cette section, la méthode de détermination des zones de capture, décrite dans le chapitre 4.2 est appliquée pour un nombre important de simulations et les effets des paramètres transitoires des conditions aux limites sont analysés de manière exhaustive.

Les objectifs sont d'une part, de vérifier l'hypothèse faite au début de ce chapitre, à savoir, si la méthode de délimitation des zones de capture est valable en régime transitoire. D'autres part, il s'agit d'étudier l'influence des paramètres transitoires sur le comportement des zones de capture en régime transitoire.

4.3.2 Conditions aux limites

Les écoulements sont définis par une limite de type puits imposée aux huit noeuds qui composent le puits de captage, avec un débit d'exfiltration total constant de $\overline{Q}_w = 8.64$ m/j. La limite gauche du domaine est définie par une condition de charge imposée variable dans le temps $H(t)$, dont la valeur moyenne est systématiquement de $\overline{H} = 40$ m. La limite droite ou amont est définie par une limite à charge imposée, constante de $H_D = 51.43$ m. Les conditions implicites de Neumann sont appliquées de sorte de simuler un gradient de concentration naturel le long de ces limites (Cornaton et al., 2004). Sauf cas particuliers, la limite gauche est exfiltrante et la limite droite infiltrante. Dans la suite du travail, elles sont appelées limite aval, respectivement limite amont. Les limites latérales du domaine sont imperméables (Fig. 4.13).

La charge aval est, dans un premier temps, définie par une fonction sinusoïdale à un mode, selon l'équation 4.5 réécrite, ici, sous sa forme simplifiée :

$$H(t) = \overline{H} + A_H \cdot \sin\left(\frac{2\pi t + \varphi_H}{P_H}\right) \quad (4.8)$$

où $\overline{H}$ est la valeur moyenne de $H(t)$, A_H l'amplitude de la fluctuation, P_H la période et φ_H le déphasage.

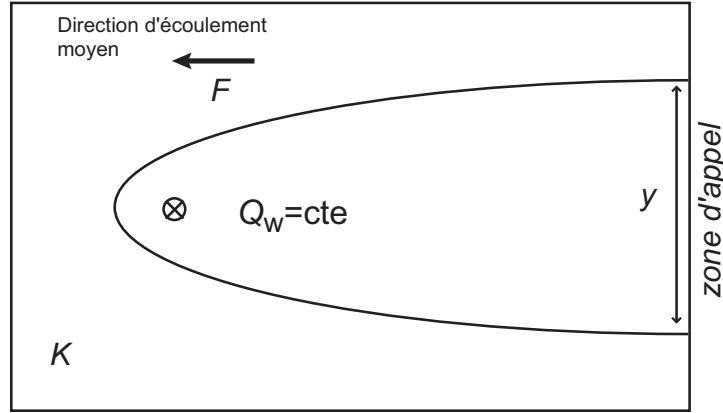


FIG. 4.13 : Conditions aux limites pour les écoulements et le transport pour le modèle sans infiltrations latérales. Seules les conditions de charge imposées sur la limite aval du domaine $H(t)$ varient avec le temps.

Dans un deuxième temps, les effets d'un mode supplémentaire sont analysés, pour tester la validité des méthodes dans des conditions un peu plus complexes et en particulier pour des systèmes où la fluctuation n'est pas symétrique au sens strict.

Les conditions aux limites pour le transport sont définies telles que décrites dans la section 4.2. Pour les simulations de zones de capture, une probabilité $p = 1$ est imposée au puits et une probabilité $p = 0$ est imposée sur l'ensemble des autres limites exfiltrantes. Pour les simulations d'essais de traçage, une probabilité $p = 0$ est imposée sur les limites infiltrantes (Fig. 4.13).

4.3.3 Effets de la variation du niveau d'eau $H(t)$

Dans ce chapitre, l'influence de la variation du niveau d'eau sur la limite aval $H(t)$ est analysée.

En régime d'écoulement permanent et de transport transitoire et en considérant un apport par les précipitations $i = 0$ m, la figure 4.14 montre l'évolution de $p(\mathbf{x}, t)$ aux douze points d'observation. Les valeurs finales, $p(\mathbf{x}, \infty)$ sont présentées dans la tableau A.2 en annexe et servent de référence pour les différentes variantes de simulations en régime d'écoulement transitoire.

Sans changer les conditions aux limites pour le transport, H est défini avec une charge hydraulique variable périodiquement dans le temps, suivant l'équation 4.8 avec $\bar{H} = 40$ m, $A_H = 10$ m, $P_H = 300$ j et $\varphi_H = 0$ j.

Par effet classique de dispersion, les valeurs moyennes de probabilité $\bar{p}$ pendant la phase stationnaire décroissent longitudinalement en fonction de la

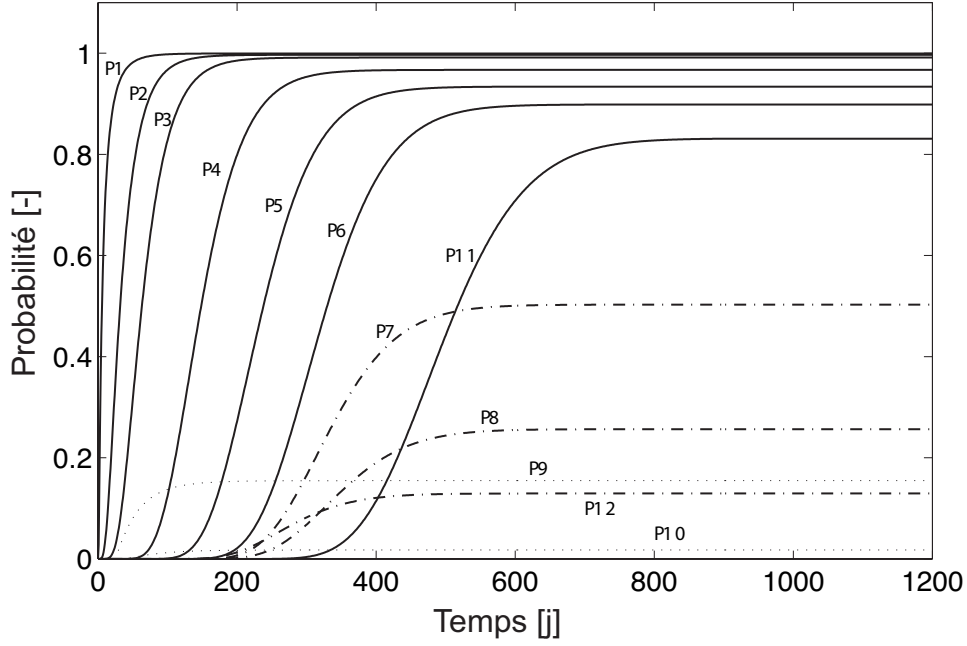


FIG. 4.14 : Evolution de la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement permanent et de transport transitoire. Les valeurs stabilisées $p(\mathbf{x}, \infty)$ correspondent à la probabilité qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits.

distance au puits, passant de 0.997 pour P1 à 0.768 pour P11. Par effet de dispersion transverse, la probabilité diminue également en s'éloignant transversalement du centre du domaine, passant de 0.529 pour P7 à 0.322 pour P8 (Fig. 4.15 ; Tabs. A.2 et A.3 en annexe).

Les résultats indiquent que les temps pour lesquels la phase stationnaire est atteinte, croissent en s'éloignant du puits et cela quelle que soit la période de fluctuation (Tab. A.5 en annexe). Les résultats montrent également qu'à une certaine erreur près, ces temps sont semblables pour des points alignés transversalement. Pour P5 et P12, ce temps est de l'ordre de 500 j alors que pour P6, P7 et P12, il est de l'ordre de 600 j.

La figure 4.15 montre également que pour ces mêmes points, les maximums et minimums relatifs sont également synchrones.

L'amplitude de la variation des probabilités $\Delta p(\mathbf{x}, t)$ croît en fonction de la distance au puits, en passant par un maximum à une certaine distance, puis diminuant au-delà de cette distance. Par exemple, pour une période de $P_H = 300$ j, un $\Delta p(\mathbf{x}, t)$ maximum de 11.7 % est observé à P5.

Les variations $\Delta p(\mathbf{x}, t)$ les plus importantes sont néanmoins observées aux points décalés latéralement dans la zone de capture, soit respectivement de 19.3 % et de 18.0 % pour P7 et P12, ainsi que dans la zone du point de stagnation (Tab. A.3).

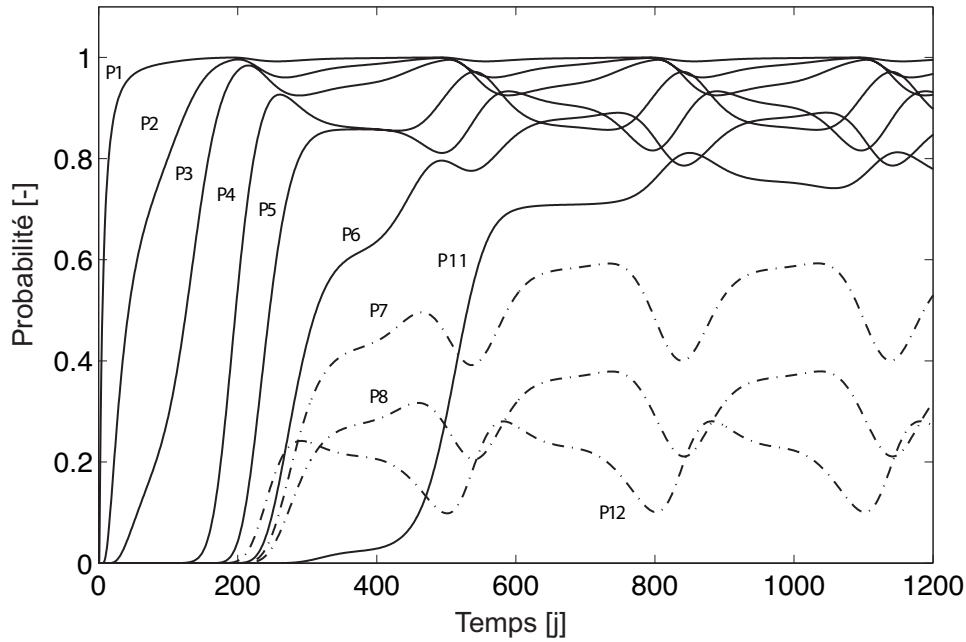


FIG. 4.15 : Evolution de la probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement transitoire. Pour les temps longs, les valeurs de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$, oscillent périodiquement autour d'une valeur moyenne $\bar{p}$.

Les résultats présentés plus loin dans ce chapitre montrent que cette distance diffère selon la période de fluctuation des conditions aux limites. (Fig. 4.19)

Effet du déphasage φ_H

Quatre simulations de zones de capture en régime d'écoulement transitoire sont effectuées pour analyser l'effet du déphasage φ_H de la fluctuation de la charge H imposée sur la limite aval.

La figure 4.16 montre que, pendant la phase stationnaire, l'unique effet de φ_H est de décaler temporellement les courbes de $p(\mathbf{x}, t)$ d'un temps égal à φ_H . L'amplitude ainsi que les valeurs minimales et maximales de $p(\mathbf{x}, t)$ ne sont pas affectées par la variation de ce paramètre.

En effet, pour P6, le premier minimum relatif de $p(\mathbf{x}, t)$ est observé au bout de 615 j pour $\varphi_H=225$ j, au bout de 691 j pour $\varphi_H=150$ j, puis 766 j pour $\varphi_H=75$ j et enfin 842 j pour $\varphi_H=0$ j. Les maximums et minimums relatifs de la phase stationnaire sont bien décalés de 75 j (± 1 j) (Fig. 4.16). Les valeurs $p_{\max}=0.89$ et $p_{\min}=0.78$ restent inchangées quel que soit le déphasage.

Si le déphasage φ_H n'influence pas les valeurs des probabilités pendant la phase stationnaire, les résultats suivants montrent qu'en revanche, les taux de restitution d'essais de traçage varient considérablement en fonction du

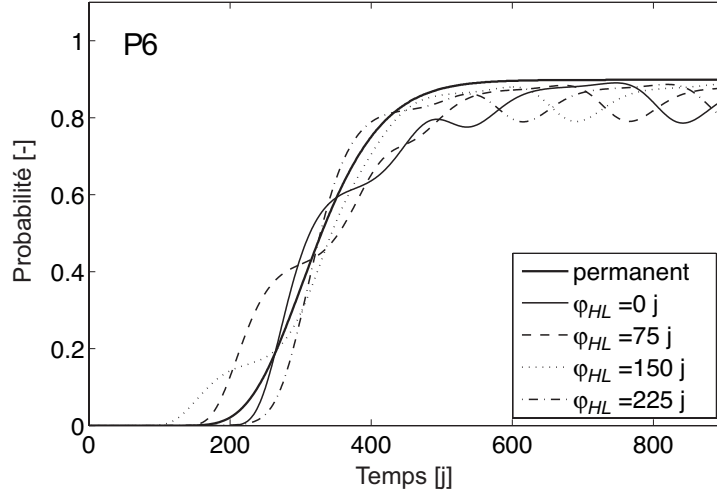


FIG. 4.16 : Effet du déphasage de la fluctuation des conditions aux limites φ_H , sur l'évolution temporelle des probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ simulées au point P6.

moment où la contamination se produit, soit précisément en fonction de la valeur du paramètre φ_H .

Dix essais de traçage, décalés de 30 jours, sont effectués en chacun des points P5, P6, P7 et P12, dans un champ d'écoulement dont la période de fluctuation est de 300 j et l'amplitude de 10 m. Les courbes de restitutions intégrées, issues des points P5, P6, P7 et P12 sont présentées par la figure 4.17 et synthétisée dans les tableaux 4.1 et en annexe A.4.

La première observation montre que pour les quatre points d'observation testés, les taux de restitution m varient d'un essai de traçage à l'autre. Pour P6, par exemple, les taux de restitution maximum et minimum sont respectivement de $m_{\max}=0.882$ et de $m_{\min}=0.782$ avec un $\Delta m=0.100$ (Tab. 4.1).

Les résultats montrent également que les valeurs de φ_H auxquelles $m_{\min}$ et $m_{\max}$ sont obtenus ne sont pas les mêmes selon le points d'injection. Pour P6 par exemple, $m_{\max}$ est obtenu avec un déphasage de 0 j, alors que ce dernier est de 150 j pour P5. Cependant ces valeurs sont très proches pour des points alignés transversalement (0 j pour P6 et P7; 150 j pour P5 et P12) (Tab. 4.1).

Il n'est pas possible de déterminer en avance pour quelles valeurs de φ_H les taux de restitution maximal et minimal $m_{\min}$ et $m_{\max}$ sont obtenus. Par conséquent, les pas de temps $\Delta\varphi_H$ doivent, d'une part, être suffisamment petits pour que l'échantillonnage de la fluctuation périodique capte les moindres variations du signal et d'autre part, maintenus constants sur l'ensemble de la période.

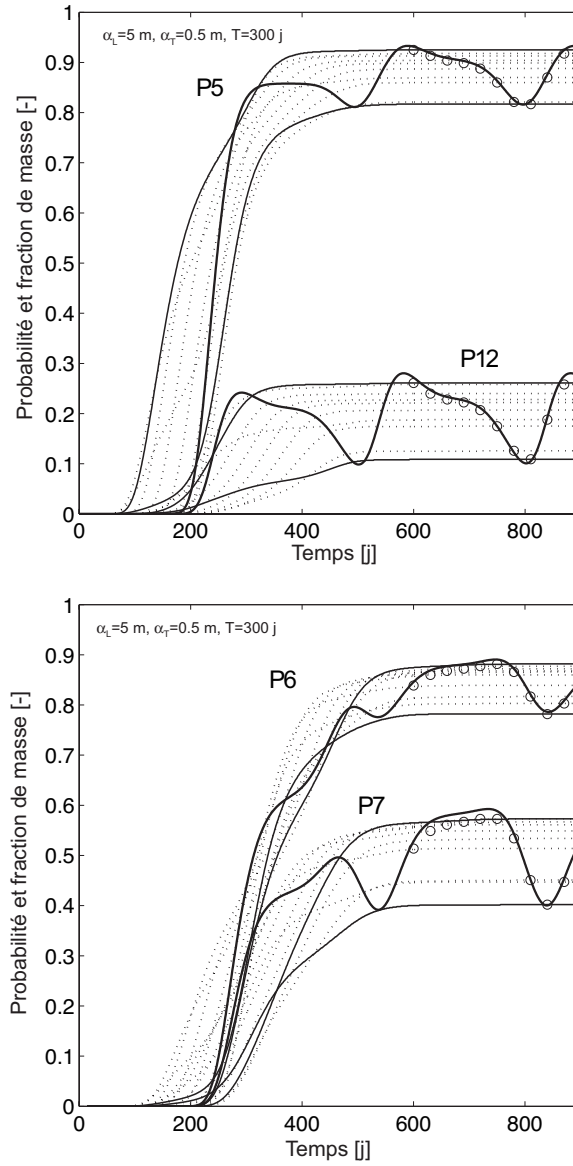


FIG. 4.17 : Comparaison entre l'évolution $p(\mathbf{x}, t)$ en régime d'écoulement transitoire avec les courbes de concentration cumulée résultant de 10 essais de traçage aux points P5, P6, P7 et P12.

	P5	φ_H	P6	φ_H	P7	φ_H	P12	φ_H
$m_{\max}$	0.925	à 150 j	0.882	à 0 j	0.573	à 0 j	0.261	à 150 j
$m_{\min}$	0.817	à 240 j	0.782	à 210 j	0.402	à 210 j	0.109	à 240 j
$\overline{m}$	0.882		0.847		0.517		0.201	
Δm	0.108		0.100		0.171		0.152	

TAB. 4.1 : Taux de restitution maximum et minimum parmi 40 essais de traçage en quatre points d'injection. Pour chaque point 10 essais de traçage sont effectués à un intervalle de 30 jours. Les résultats complets sont présentés dans le tableau A.4 en annexe.

	P5	P6	P7	P12
$m_{\max}$	0.925	0.882	0.573	0.261
$p_{\max}$	0.933	0.891	0.593	0.281
ε %	0.8	0.9	2.0	2.0
$m_{\min}$	0.817	0.782	0.402	0.109
$p_{\min}$	0.816	0.786	0.400	0.101
ε %	0.1	0.4	0.2	0.8
$\overline{m}$	0.882	0.847	0.517	0.201
$\overline{p}$	0.887	0.854	0.529	0.206
ε %	0.5	0.7	1.2	0.5

TAB. 4.2 : Comparaison entre les probabilités maximales et minimales obtenues en régime d'écoulement transitoire avec les taux de restitution d'essais de traçage.

Afin de tester la méthode à l'excès, la valeur de $\Delta\varphi_H$ est réduite au maximum afin d'obtenir des écarts $\Delta\varphi_H=1$ j, soit d'une durée équivalente au pas de temps de la simulation. Pour une période de fluctuation de 300 j, le nombre de simulations d'essais de traçage s'élève donc à 300^2 .

Les résultats obtenus avec le logiciel Groundwater sont présentés par la figure 4.18 et montrent que les écarts ε sont compris entre 1.8 % et 1.1 % avec une moyenne de 1.4 %. Quelques essais de raffinement du temps et de l'espace pour les simulations d'essais de traçage ont montré que ces écarts ε dépendent principalement de la discrétisation.

L'observation majeure est que les valeurs $m_{\min}$ et $m_{\max}$ sont égales aux probabilités maximales et minimales obtenues dans un même champ d'écoulement transitoire, à une faible erreur ε dépendant de la discrétisation (Fig. 4.17 et Tab. 4.2).

²Les calculs sont effectués sur un PC équipé d'un processeur Pentium 4 de 2.6GHz avec 1Go de mémoire RAM. Le temps de calcul pour une simulation d'essai de traçage est de 80 min. Pour les 300 simulations, ce temps est de 24000 min, soit de 17 jours.

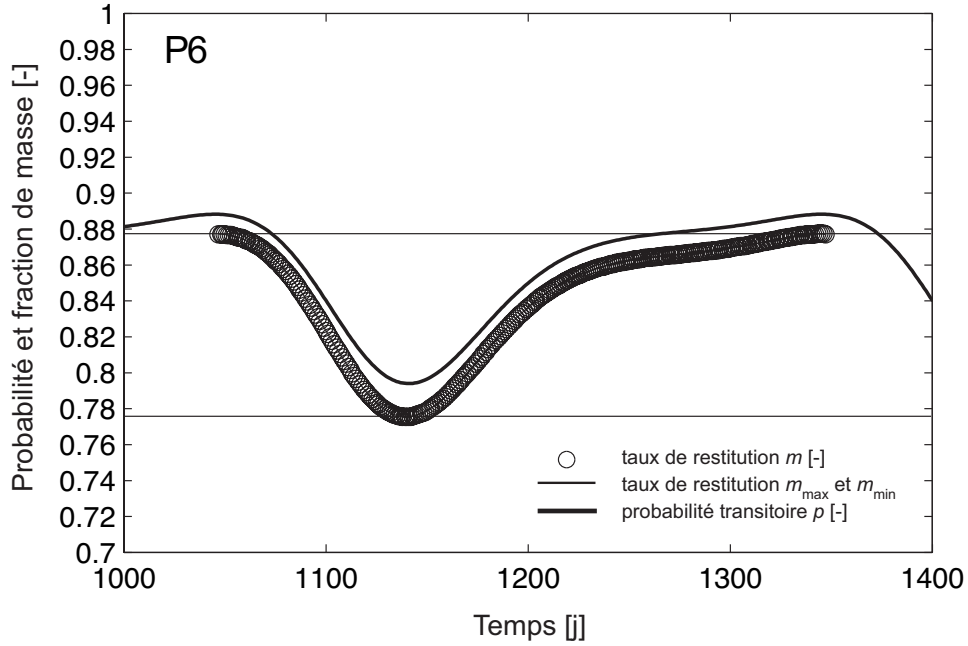


FIG. 4.18 : Comparaison entre l'évolution de $p(\mathbf{x}, t)$ en P6 en régime d'écoulement transitoire avec les taux de restitution m issus de 300 essais de traçage au point P6.

Effet de la période P_H

Pour analyser l'effet de la période de fluctuation P_H , sept simulations de zones de capture en régime d'écoulement transitoire sont effectuées. L'amplitude $A_H=10$ m, la charge moyenne $\bar{H}=40$ m et le déphasage $\varphi_H = 0$ j restent identiques d'une simulation à l'autre. Seule la période de fluctuation varie selon les valeurs suivantes : 300 j, 250 j, 200 j, 150 j, 100 j, 50 j, et finalement 10 j. Les résultats sont présentés par la figure 4.20 ainsi que dans les tableaux A.2 et A.3 en annexe.

Les résultats montrent que la distance à laquelle l'écart absolu maximum Δp est observé, tend à se réduire avec la diminution de la période de fluctuation (Fig. 4.19). Pour $P_H=300$ j, ce point est situé à une distance de 100-200 m, pour $P_H=100$ j, cette distance se réduit à 50-150 m et pour une période de $P_H=150$ m cette distance tombe entre 20 et 100 m. Pour des périodes plus faibles, les valeurs de Δp sont trop faibles pour observer une telle tendance.

Une série de 20 essais de traçage sont effectués depuis P6, dans un champ d'écoulement qui fluctue avec une période de 100 jours. Les résultats donnent des taux de restitutions compris entre $m_{\min}=0.856$ et $m_{\max}=0.857$ avec une moyenne à $\bar{m}=0.857$. Pour cette période l'écart entre $m_{\min}$ et $m_{\max}$ est $\Delta m=0.09\%$.

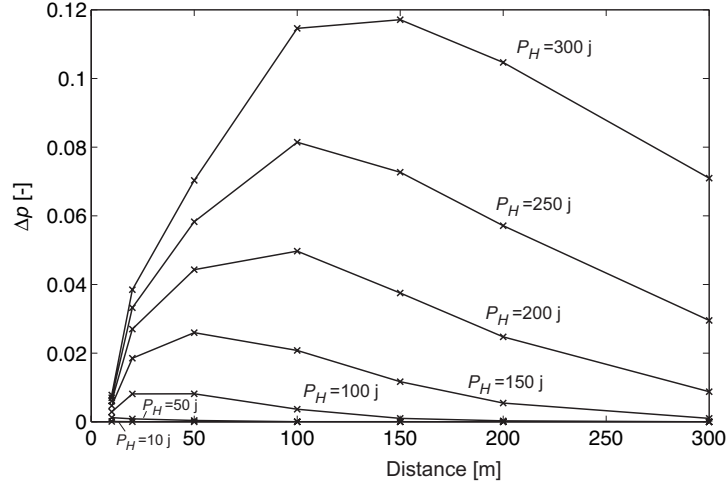


FIG. 4.19 : Différence entre la probabilité maximale et minimale en fonction de la distance au puits. L'effet de la période de fluctuation s'atténue avec la distance.

Comparé aux valeurs de $p_{\max}=0.870$, $p_{\min}=0.868$ et $p_{\text{moy}}=0.870$, les erreurs ε liées à la discrétisation spatiale et temporelle sont de l'ordre de 1 %. Les raisons de cet écart systématique sont discutées à la section 4.6.5.

Selon ces résultats, les méthodes de détermination des zones de capture transitoires sont considérées comme valables quelles que soient les périodes de fluctuation.

Il est intéressant de noter que les résultats montrent une sensible augmentation des probabilités simulées lorsque la période de fluctuation diminue, passant de 0.9 à 0.95 pour P4 par exemple. Bien que très faibles, ces légères augmentations montrent que pour des périodes courtes, les probabilités moyennes simulées en régime transitoire tendent vers les probabilités obtenues en régime permanent moyen mais sans jamais l'atteindre. Pour un période de 10 j, ces différences sont de l'ordre de 1 % (Fig. 4.20 et Tab. A.3 en annexe). Cet écart résiduel reflète un effet de dispersion apparente supplémentaire engendré par les fluctuations périodiques des écoulements en régime transitoire, en particulier à proximité du puits.

Mais l'observation la plus importante est que les valeurs de Δp diminuent avec la diminution de la période de fluctuation, alors que l'amplitude reste la même. Au point P6, Δp passe de ~ 12 % pour une période de 300 j à moins de 1 % pour une période inférieure à 100 j. En dessous d'une certaine période, les écarts ne sont plus significatifs. Cela tend à renforcer l'idée que les périodes de fluctuation courtes ont des effets très mineurs à longues distances. (Fig. 4.20).

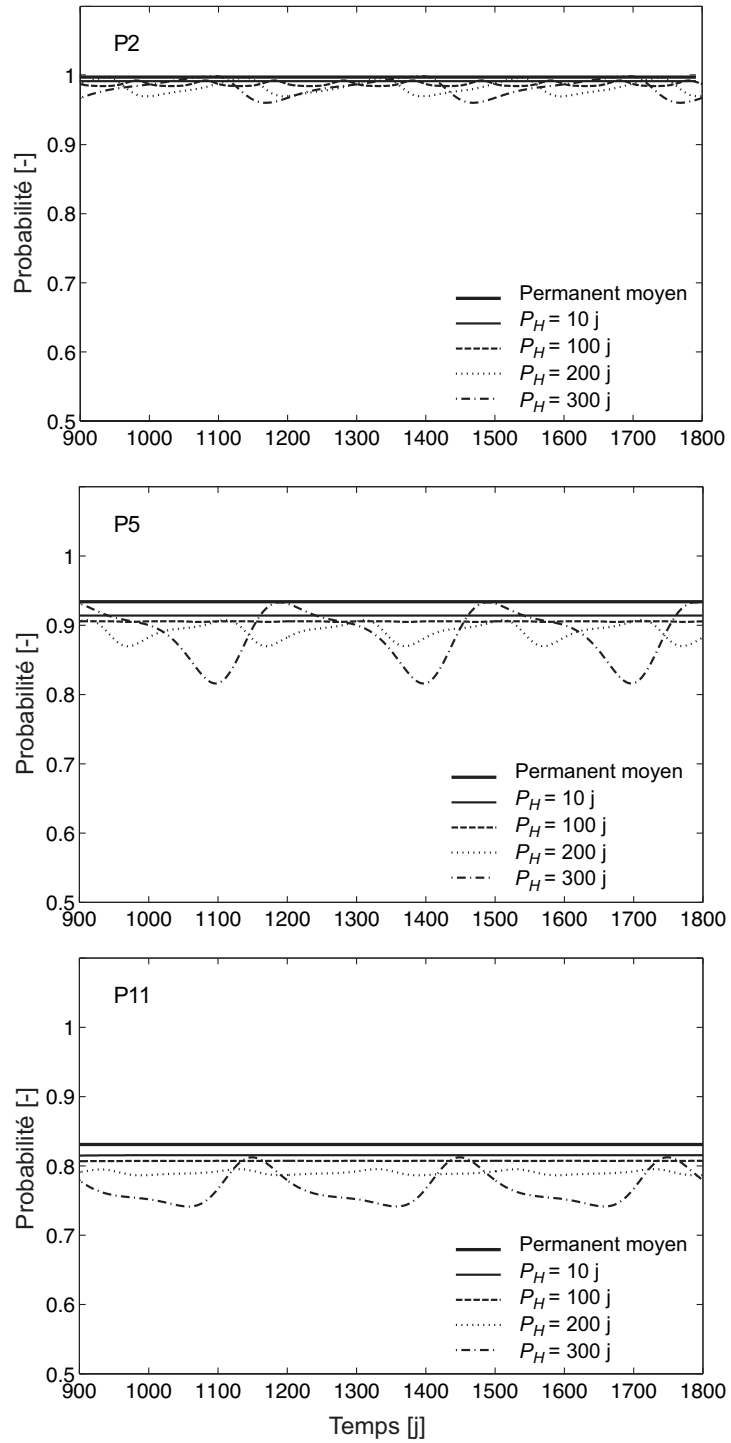


FIG. 4.20 : Effet de la période de fluctuation des conditions aux limites sur l'évolution de la probabilité aux points P2, P5 et P11.

Effet de l'amplitude A_H

Dans ce paragraphe l'effet de l'amplitude de la charge imposée sur la limite aval A_H sur le champ de probabilité, est analysé. Des amplitudes $A_H = 5$ m, 10 m et 15 m sont testées. Dans les paragraphes précédents, l'amplitude de référence est $A_H = 10$ m. Lorsque $A_H > 11.43$ m, une inversion temporaire du gradient hydraulique régional se produit périodiquement³. En dessous de cette valeur, les inversions sont localisées uniquement dans la zone du point de stagnation.

Les résultats synthétisés dans le tableau 4.3 montrent premièrement que les probabilités maximales, minimales et moyennes, simulées aux points alignés par rapport au puits de captage, décroissent avec l'augmentation de l'amplitude de fluctuation. A l'inverse, selon les cas, les points décalés transversalement montrent des valeurs de probabilité maximales, minimales et moyennes plus élevées avec des amplitudes plus importantes (cf. tableau A.6 en annexes).

Ces inversions de tendances, selon que le point soit aligné ou pas par rapport au puits, reflètent un effet de dispersion apparente supplémentaire induite par des inversions locales et/ou régionales de flux hydraulique. Ce point est discuté en détail dans la section 4.6.

De plus, les différences entre les probabilités maximales et minimales, Δp , croissent avec l'augmentation de l'amplitude. Pour P6 par exemple, Δp passent de ~ 6 % pour un amplitude de 5 m à un peu plus de 11 % pour une amplitude de 15 m. Cette observation se confirme également pour les points P7 et P8 (cf tableau A.6 en annexes).

Pour les trois amplitudes, les variations temporelles des probabilités sont comparées avec des séries de 30 simulations d'essais de traçages, issus de P6 et répartis sur la période de 300 jours. Les écarts ε sont tous compris entre 1 et 2 %. La méthode est donc considérée comme valable pour les trois amplitudes considérées.

Cas d'une fluctuation périodique asymétrique à deux modes

Les simulations présentées dans les paragraphes précédents sont définies avec des conditions aux limites transitoires définies par des fonctions sinusoïdales symétriques à un mode. Le but de cette section est de tester l'influence de l'asymétrie de ces fonctions sur les processus de transport. Des nouvelles

³A cause de cette inversion de courant, il est nécessaire d'utiliser le logiciel Groundwater à la place de FEFLOW. En effet, ce logiciel adapte automatiquement, en fonction des conditions d'infiltration, les conditions aux limites pour le transport, comme illustré par les figures 4.11 et 4.12.

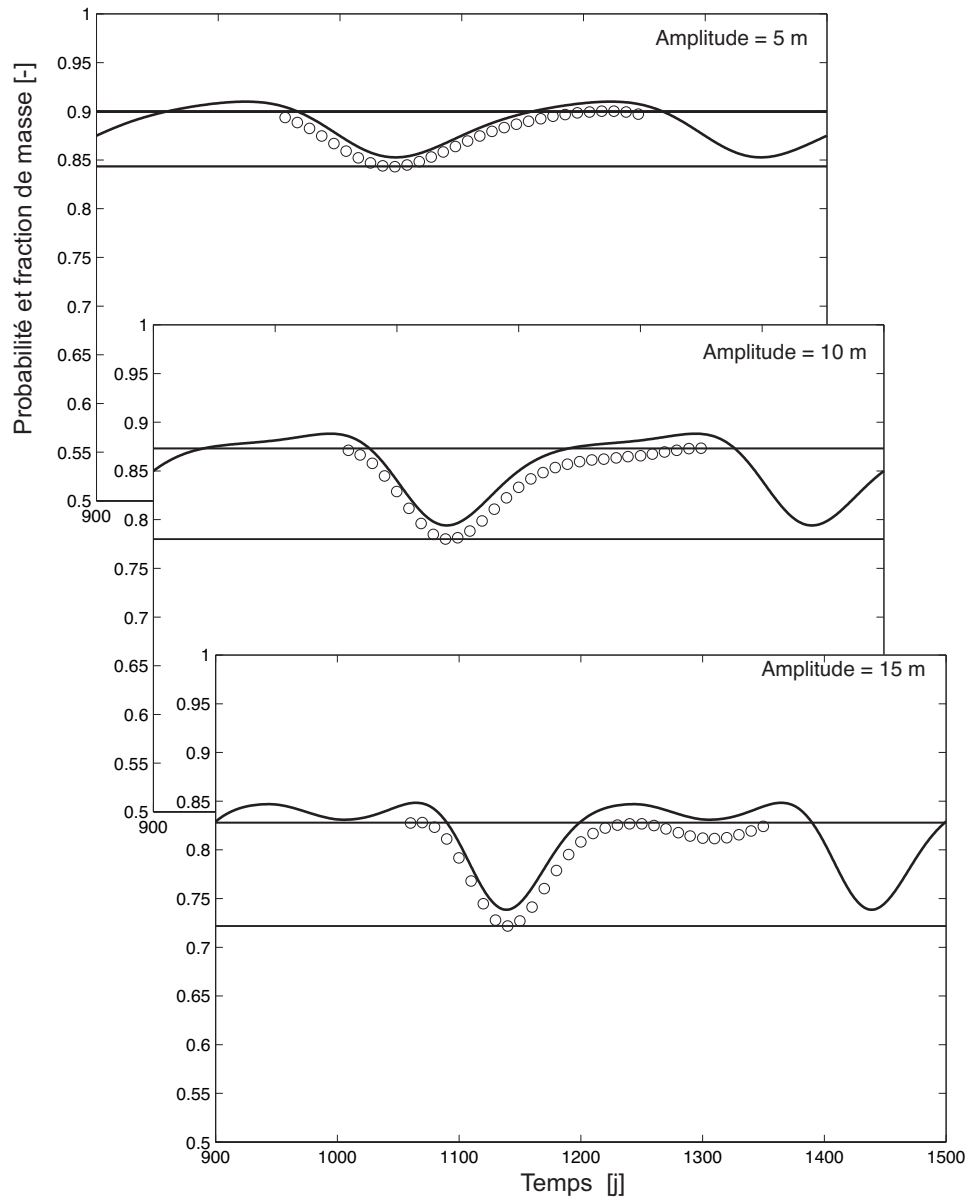


FIG. 4.21 : Effet de l'amplitude sur les probabilités simulées au point P6. Ces probabilités sont comparées aux taux de restitutions d'essais de traçage. Les intervalles Δm et Δp augmentent avec l'augmentation de l'amplitude.

Amplitude	5 m	10 m	15 m
$m_{\max}$	0.900	0.873	0.828
$p_{\max}$	0.910	0.888	0.848
$\epsilon \%$	1.0	1.5	2.0
$m_{\min}$	0.843	0.780	0.722
$p_{\min}$	0.853	0.794	0.739
$\epsilon \%$	1.0	1.4	1.7
$\overline{m}$	0.876	0.841	0.798
$\overline{p}$	0.886	0.855	0.817
$\epsilon \%$	1.0	1.4	1.9
Δp	0.057	0.094	0.109
Δm	0.057	0.093	0.106

TAB. 4.3 : Effet de l'amplitude sur les taux de restitution ainsi que sur les probabilités de capture en régime d'écoulement transitoire : exemple du point P6. ϵ est l'écart absolu entre m et p . Δ est la différence entre les valeurs maximales et minimales.

séries de simulations sont effectuées en considérant cette fois des fluctuations asymétriques mais qui conservent le caractère périodique.

La charge imposée sur la limite aval fluctue périodiquement selon deux modes caractérisés par deux périodes distinctes. Le premier mode est défini par une période $P_{H,1} = 300$ j, une amplitude $A_{H,1} = 5$ m et un déphasage $\varphi_{H,1} = 0$ j. Le deuxième mode est défini par une période $P_{H,2} = 200$ j, une amplitude et un déphasage identiques au premier mode, soit respectivement $A_{H,2} = 5$ m et $\varphi_{H,2} = 0$ j.

Ces deux modes combinés définissent une fluctuation périodique des écoulements, dont la période est de 600 j, la charge moyenne de 40 m et l'amplitude de ~ 10 m. Comme le montre la figure 4.8, les deux fonctions sont bien symétriques l'une par rapport à l'autre mais asymétriques par rapport au temps. Cette asymétrie est due au fait que le deuxième mode n'est pas une harmonique du premier mode.

En suivant la méthodologie générale, pour couvrir la période de 600 j, 40 simulations d'essais de traçage décalées de $\Delta\varphi_H = 15$ j sont effectuées au point P6. Les résultats donnent des taux de restitution minimum de $m_{\min} = 0.812$, maximum de $m_{\max} = 0.902$ avec une moyenne de $\overline{m} = 0.864$.

La zone de capture transitoire est calculée dans le même champ d'écoulement transitoire, mais dont l'échelle du temps est inversée. Les résultats donnent, pour le point P6 par exemple, une probabilité minimale de $p_{\min} = 0.828$, maxi-

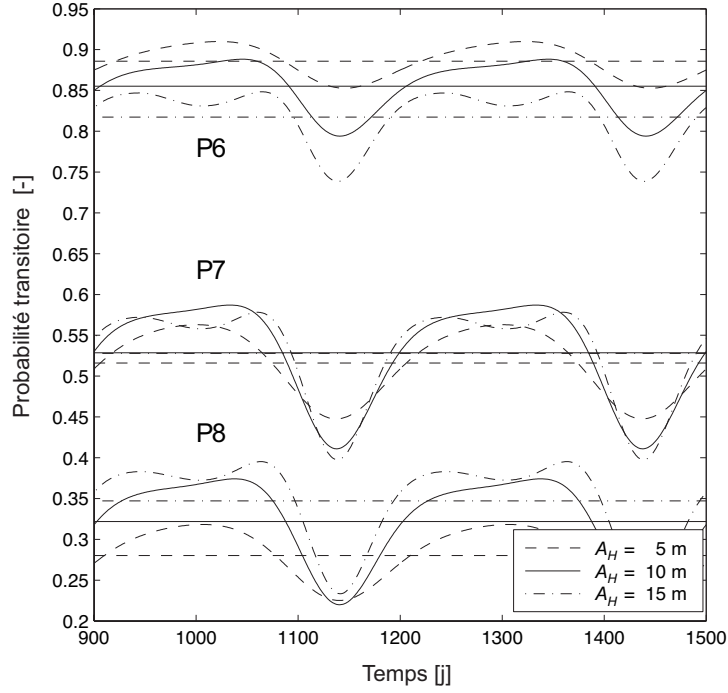


FIG. 4.22 : Effet de l'amplitude sur l'évolution des probabilités transitoires aux points d'observation P6, P7 et P8. Les probabilités moyennes calculées sur une période de fluctuation sont représentées par les lignes horizontales.

male de $p_{\max}=0.910$ et moyenne de $\bar{p}=0.874$. Les écarts ε pour les valeurs maximales, minimales et moyennes sont respectivement de 1.6 %, 0.8 % et 1.0% (Fig. 4.23).

La bonne corrélation des résultats obtenus montre que les méthodes de détermination des zones de capture en régime transitoire sont également valables pour les signaux asymétriques, à partir du moment où le sens de l'axe du temps est respecté.

Effet de la variation de $\varphi_{H,2}$

Il est montré précédemment que pour une fonction symétrique, le paramètre de déphasage φ_H n'influence pas la distribution des probabilités simulées à l'état stationnaire et en un point quelconque du domaine. Son unique effet est de décaler temporellement le temps où la stationnarité est atteinte.

Dans ce paragraphe, l'effet du déphasage pour une fonction périodique à deux modes est analysé, en modifiant uniquement le paramètre $\varphi_{H,2}$ de l'équation suivante.

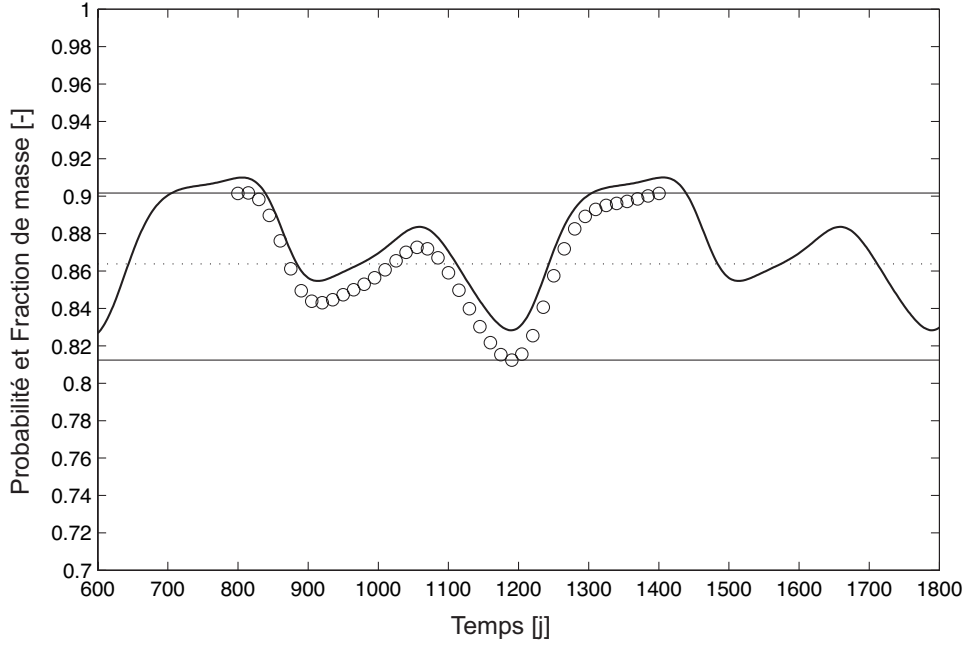


FIG. 4.23 : Résultats pour le cas d'une fluctuation asymétrique.

$$H_L(t) = 40 + 5 \cdot \sin\left(\frac{2\pi t}{300}\right) + 5 \cdot \sin\left(\frac{2\pi t + \varphi_{u,2}}{100}\right) \quad (4.9)$$

La période fondamentale de l'équation 4.9 est de 300 j, soit une période équivalente à P_1 , car P_2 est une harmonique de P_1 .

Quatre variantes sont analysées en modifiant les valeurs de $\varphi_{H,2}$, avec successivement $\varphi_{H,2}=0$ j, $\varphi_{H,2}=25$ j, $\varphi_{H,2}=50$ j et finalement $\varphi_{H,2}=75$ j.

La fonction $H(t)$ est symétrique avec des valeurs $\varphi_{H,2}=0$ j et $\varphi_{H,2}=50$ j et asymétrique pour toute autre valeur (Fig. 4.24). De plus, selon la valeur de $\varphi_{H,2}$, l'amplitude maximale de $H(t)$ diffère d'une variante à l'autre, passant de 7.7 m pour $\varphi_{H,2}=0$ j à 10 m pour $\varphi_{H,2}=50$ j. Cette différence est précisément due au déphasage entre les deux modes de l'équation 4.9, qui décale les maximums et minimums de chaque mode. Par conséquent, l'amplitude maximale de la fonction $H(t)$ n'est pas nécessairement la somme des amplitudes de chaque mode.

Les résultats pour les points P3 et P6 sont présentés dans la figure 4.25. L'ensemble des résultats sont présentés dans le tableau A.7 en annexes.

Il est constaté que pour les quatre cas, les probabilités simulées fluctuent périodiquement, avec une période cadencée sur la fondamentale, soit de 300 j. Les écarts Δp sont de ~ 4 % à P3 et de ~ 15 % à P6.

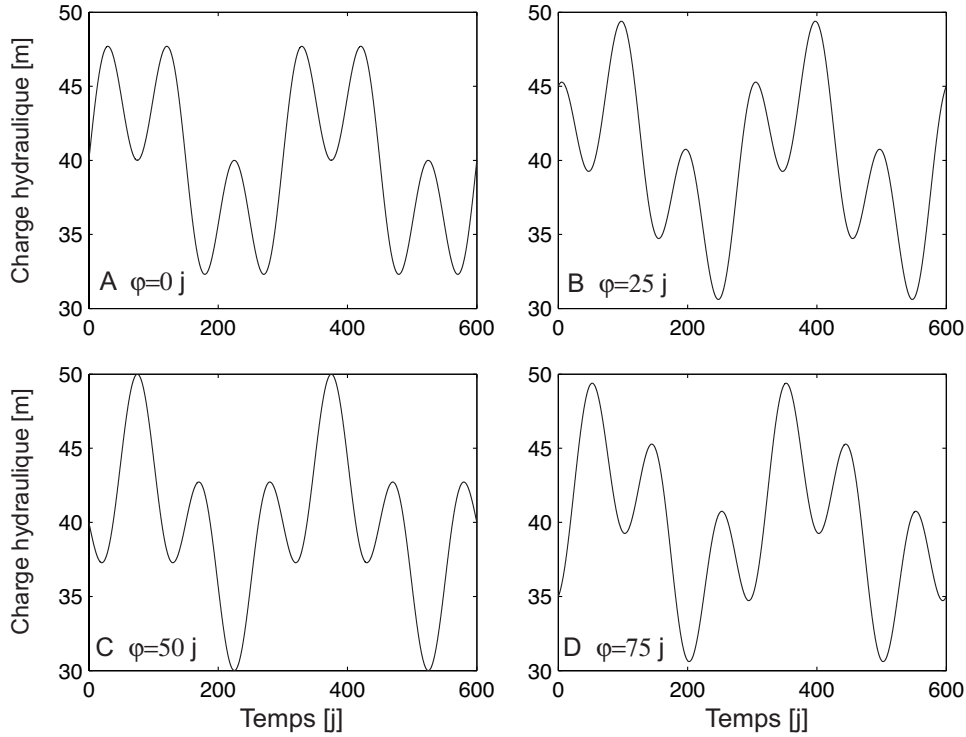


FIG. 4.24 : Effet du paramètre de déphasage $\varphi_{H,2}$ sur la symétrie de la fonctions résultante $H(t)$. Pour un déphasage de 0 j et de 50 j, $H(t)$ est symétrique (A et C), alors que pour un déphasage de 25 j et 75 j, $H(t)$ ne l'est plus (B et D).

Les perturbations de $p(\mathbf{x}, t)$ engendrées par P_2 sont bien observées sur les deux graphiques de la figure 4.25, sous forme de petites ondulations. On constate qu'elles induisent des légères différences. A P3 par exemple, les différences de probabilités engendrées par la variation $\varphi_{H,2}$ est de 2 % au maximum. A P6, ces différences sont réduites à 1% (Fig. 4.25).

Bien que les différences simulées soient faibles, ces observations confirment les constatations faites dans les sections précédentes. Les longues périodes affectent davantage les probabilités simulées que les périodes courtes et ces effets diminuent en s'éloignant du puits de captage. Au-delà d'une certaine distance, les effets des fluctuations courtes deviennent négligeables et seules les effets des longues périodes sont observés. Un filtre qui supprime les périodes inférieures à un certain seuil pourrait ainsi être appliqué sur les signaux naturels sans trop modifier l'extension des zones de capture simulées. La valeur de ce seuil dépend des systèmes considérés et sa détermination est discutée dans la section 4.6.

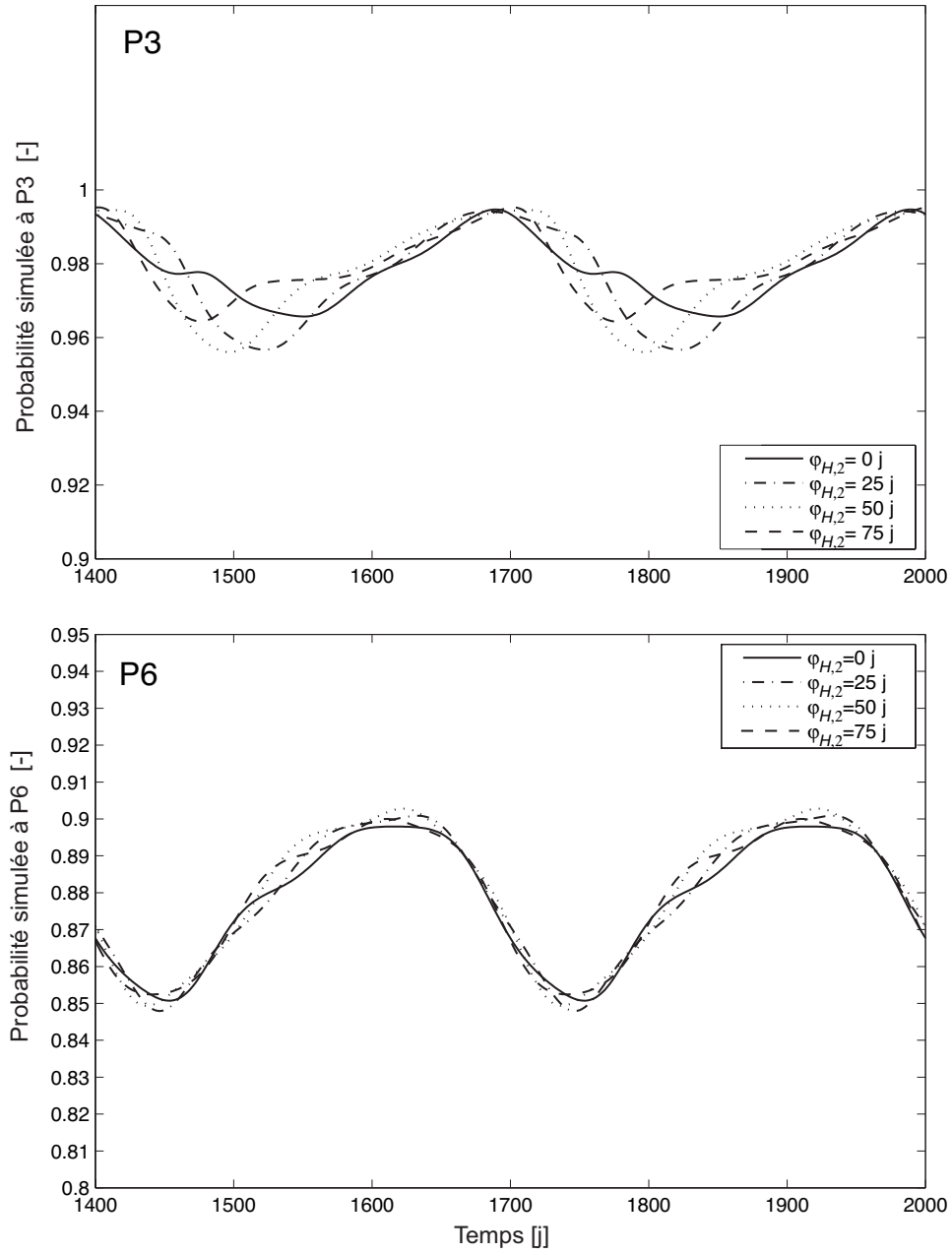


FIG. 4.25 : Effet du paramètre de déphasage $\varphi_{H,2}$ sur les probabilités transitoires aux points P3 et P6.

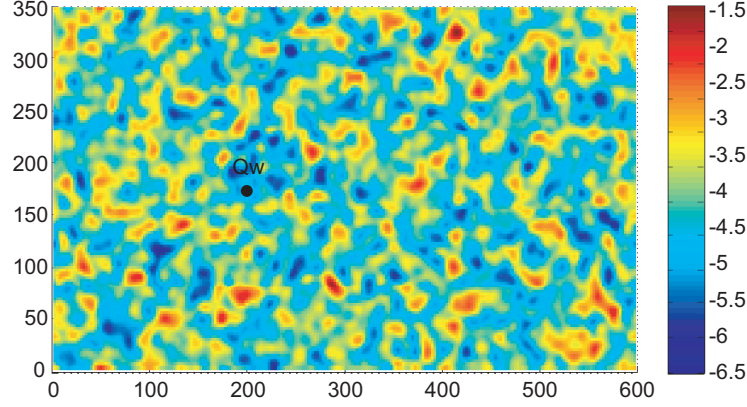


FIG. 4.26 : Carte du log décimal des conductivités hydrauliques utilisé pour les simulation en milieu hétérogène.

4.3.4 Influence de l'hétérogénéité spatiale

L'ensemble des simulations présentées dans les paragraphes précédents considèrent un champ de perméabilité homogène et isotrope. Dans cette section, les méthodes sont appliquées pour un champ de perméabilité hétérogène. L'objectif n'est pas d'effectuer une analyse géostatistique complète des zones de capture en régime transitoire et en milieu hétérogène, mais simplement de vérifier leur validité dans un cas plus général. L'espérance mathématique du champ de perméabilité est similaire à la perméabilité utilisée pour les cas homogènes investigés jusqu'à présent.

Un champ de perméabilité est donc généré de manière aléatoire sous MATLAB⁴ en utilisant un modèle de corrélation spatiale de type Gaussien, avec une espérance mathématique et une variance de la conductivité de 10^{-4} m/s et $\sigma_{\ln k}^2 = 2.65$ m/s, respectivement. Le milieu est ainsi considéré comme très hétérogène. La distance de corrélation spatiale, ou portée, est similaire en x et en y et est $a = 10$ m. Le champ de conductivité hydraulique est illustré par la figure 4.26.

Comme précédemment, la zone de capture du puits de pompage est évaluée en régime d'écoulement transitoire, dont les paramètres sont identiques à la simulation de référence, à savoir, une charge imposée sur la limite aval, variable dans le temps avec une période de fluctuation de 300 j et une amplitude de 10 m. La limite amont est définie avec un charge constante de 51.43 m.

⁴Le script MATLAB a été fourni par Philippe Renard, Centre d'Hydrogéologie, Université de Neuchâtel

	P3	P5	P6	P7
$m_{\max}$	0.924	-	0.414	-
$p_{\max}$	0.927	0.604	0.412	0.559
ϵ				
$m_{\min}$	0.581	-	0.310	-
$p_{\min}$	0.582	0.432	0.309	0.440
ϵ				
$\overline{m}$	0.746	-	0.375	-
$\overline{p}$	0.743	0.506	0.374	0.500
ϵ				
Δp	0.345	0.172	0.104	0.119
Δm	0.346	-	0.102	-

TAB. 4.4 : Probabilité de sortie pour le modèle hétérogène et comparaison avec les taux de restitution pour le point P6

L'évolution de la zone de capture transitoire pendant la phase stationnaire est illustrée à différents moments compris entre 1700 j et 2000 j par la figure 4.28.

Les résultats montrent que la probabilité qu'une particule atteigne le puits suit une évolution temporelle périodique cadencée sur la période de fluctuation des conditions aux limites. A titre d'exemple, avec le champ de perméabilité donné, les probabilités calculées pour P6 varient de $p_{\min}=0.309$ à $p_{\max}=0.412$ avec une moyenne de $\overline{p}=0.374$. Les résultats pour les points P3, P5, P6 et P7 sont résumés dans le tableau 4.4.

Les valeurs de probabilité calculées en P3 et en P6 sont comparées avec 30 essais de traçage issus de P3 et 30 autres essais de traçage issus de P6 (Fig. 4.27), tous décalés de 10 jours dans le temps. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.4 qui montre que les erreurs commises pour les maximums, minimums et valeurs moyennes sont de l'ordre de 0.1-0.2 %. La figure 4.27 montre que même en milieu hétérogène, la distribution des taux de restitution reste très comparable à la distribution temporelle des probabilités.

On peut conclure de cette série d'expériences que les méthodes de détermination des zones de capture transitoires sont également valables pour des milieux hétérogènes.

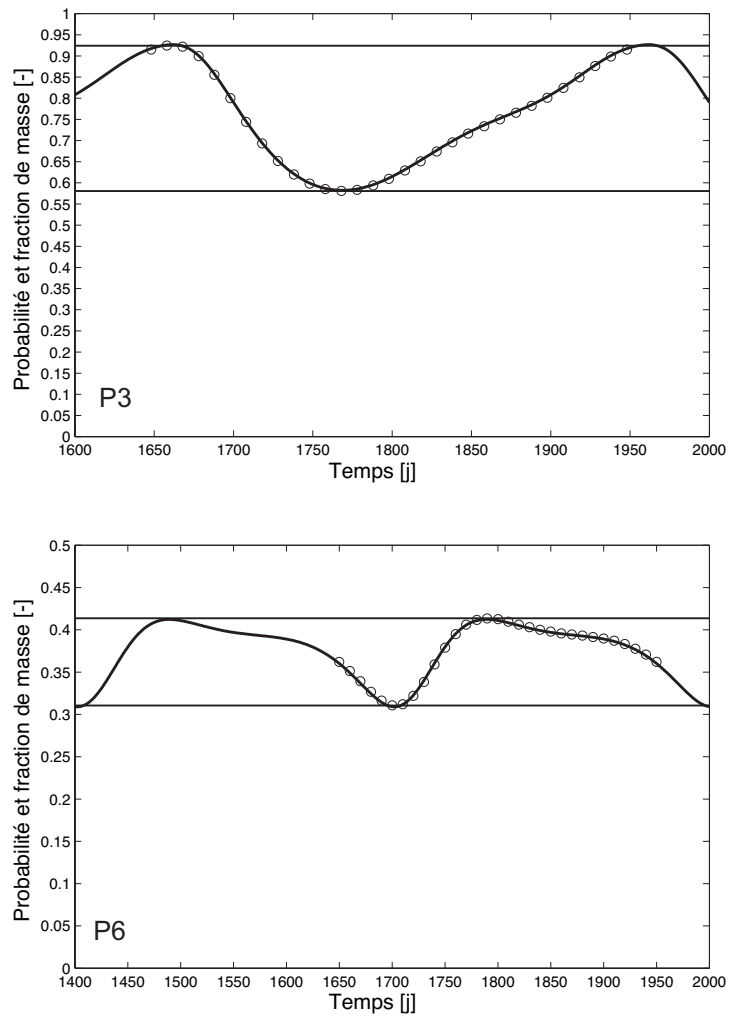


FIG. 4.27 : Comparaison entre l'évolution transitoire de la zone de capture au point P3 avec les taux de restitution de 30 essais de traçage, pour le milieu hétérogène représentée par la figure 4.26 .

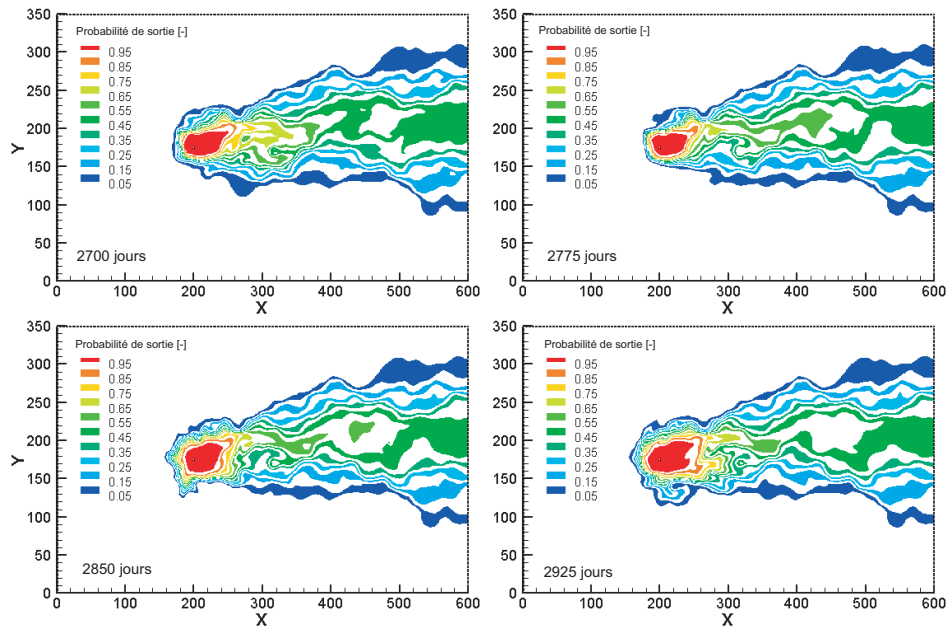


FIG. 4.28 : Evolution de la zone de capture transitoire en milieu hétérogène pendant une période de la phase stationnaire.

4.4 Cas d'un puits unique avec direction d'écoulement variable

4.4.1 Introduction

Dans la section précédente, l'évolution temporelle du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ est analysé en détail pour un modèle où, mis à part la zone du cône de rabattement, les écoulements régionaux sont parallèles à l'axe des x .

Dans cette section, la validité de la méthode est testée dans des systèmes où les écoulements régionaux ne sont plus parallèles à l'axe des x mais où ils sont déviés latéralement par des infiltrations latérales. Le débit de ces infiltrations varie périodiquement dans le temps. Par conséquent, les zones de capture sont périodiquement déviées de l'axe longitudinal de manière plus ou moins importante.

4.4.2 Conditions aux limites

Les conditions aux limites pour les écoulements sont définies de sorte que la zone de capture du puits migre transversalement et périodiquement dans le temps. Par rapport aux modèles précédents, la limite droite est définie par une limite infiltrante de type Neumann, à flux imposé de $10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ (Fig. 4.29). Les conditions aux limites sur la partie amont de la limite latérale supérieure sont définies par une limite à flux imposé de type Neumann variable dans le temps (Fig. 4.29). Ces variations temporelles sont définies par la fonction périodique et symétrique :

$$q(t) = \bar{q} + A_q \cdot \sin\left(\frac{2\pi t + \varphi_q}{P_q}\right) \quad (4.10)$$

où $\bar{q}$ est le flux moyen infiltrant ($q > 0$), A_q est l'amplitude de fluctuation de $q(t)$, φ_q le déphasage et P_q la période de fluctuation.

Les valeurs numériques suivantes sont utilisées : $\bar{q}=1.5 \text{ m/j}$, $q_A=1.5 \text{ m/j}$. $P_q=300 \text{ j}$ et $\varphi_q=0 \text{ m/j}$.

Comme la limite droite ou amont du domaine est également infiltrante, les écoulements principaux se font bien de la droite vers la gauche et subissent périodiquement les effets des venues d'eau latérales. Les écoulements sont donc déviés périodiquement de manière plus ou moins forte. La zone de capture est par conséquent également déviée périodiquement de l'axe longitudinal.

Les conditions aux limites pour le transport sont définies telles que décrites dans la section 4.2.

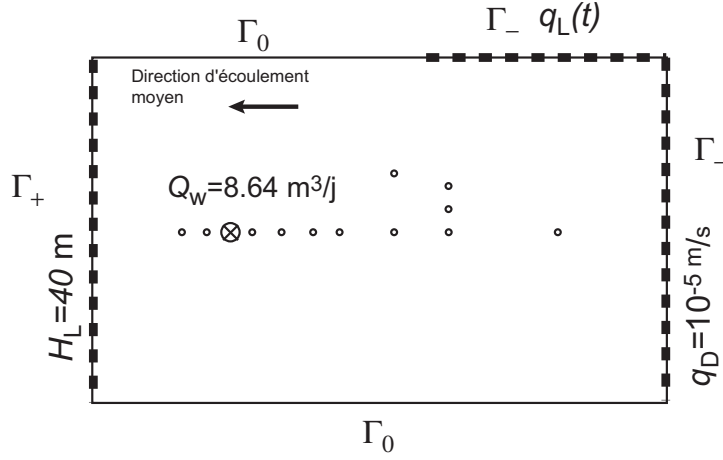


FIG. 4.29 : Conditions aux limites pour les écoulements et le transport pour le modèle avec infiltrations latérales. Seule l'intensité des flux latéraux q_D varie avec le temps.

4.4.3 Influence des infiltrations latérales

La zone de capture transitoire est calculée et les résultats montrent qu'une phase stationnaire, où les probabilités simulées oscillent périodiquement, est atteinte (Fig. 4.30).

Les probabilités transitoires pour quatre points d'observation sont illustrées par la figure 4.30. L'évolution temporelle du champ de probabilité est présentée pour un cas homogène, par la figure B.6 en annexe, pour différents temps répartis sur une période complète de fluctuation.

En toute logique, les résultats montrent que les fluctuations des probabilités peuvent être importantes, même pour des points localisés à de grandes distances du puits. Pour P7 par exemple, les résultats donnent $p_{\max} = 0.906$, $p_{\min} = 0.806$ et $\bar{p} = 0.861$. Ce qui donne un écart $\Delta p = 0.100$.

Ces valeurs de probabilités sont maintenant comparées avec 30 simulations d'essais de traçages issues du point P7, décalés les uns des autres d'une valeur $\Delta \varphi_q = 10$ j.

Les taux de restitution maximaux, minimaux et moyens sont respectivement de $m_{\max} = 0.898$ ($\varepsilon = 0.8\%$), $m_{\min} = 0.795$ ($\varepsilon = 1.1\%$) et $\bar{m} = 0.853$ ($\varepsilon = 0.8\%$).

Les résultats montrent que pour des systèmes avec infiltration latérale, où la zone de capture transitoire oscille transversalement de manière périodique, les valeurs et la distribution des taux de restitutions m_{out} sont équivalentes aux probabilités simulées à P7 à un écart ε moyen inférieur au pourcent.

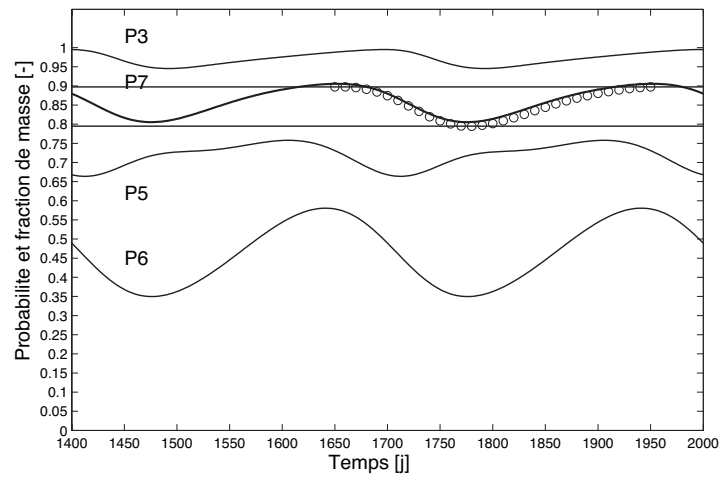


FIG. 4.30 : Evolution des probabilités pour les points P1, P2, P3, P4, P7 et P9 dans un champ d'écoulement transitoire avec des fluctuations des infiltrations latérales.

On peut conclure de cette série d'expériences que les méthodes de détermination des zones de capture transitoires semblent également être valables pour des champs d'écoulement transitoire et non uniforme à échelle régionale.

4.5 Cas d'une source de contamination pérenne

4.5.1 Introduction

L'ensemble des simulations présentées dans les sections précédentes ont traité des cas de contaminations ponctuelles, qui simulent des scénarios d'essais de traçage ou de pollutions accidentelles. Ces simulations ont été définies par des conditions initiales sous forme d'une injection instantanée au point $\mathbf{x}_o$ de masse unitaire M_0 de type dirac $\delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}_o)$. Ces simulations permettent d'obtenir soit des courbes de concentration au puits $C_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i)$ [M/L³], soit des fonctions de transfert normalisées $F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i)$ [1/j] qui sont obtenues en divisant les concentrations par la masse injectée M_0 et en multipliant par le débit de pompage Q , selon :

$$F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i) = \frac{Q}{M_0} C_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i) \quad (4.11)$$

où $\mathbf{x}_p$ est la coordonnée du puits, i est un indice relatif au temps d'injection t_i . L'indice δ se rapporte toujours à une injection instantanée.

En régime d'écoulement permanent, il a été montré dans le chapitre 2 que les fonctions de transfert sont identiques quel que soit le temps d'injection t_i . En régime d'écoulement transitoire, les résultats du présent chapitre montrent que chaque fonction de transfert est unique. Il est par conséquent nécessaire de pouvoir identifier chaque fonction de transfert par un indice i qui se rapporte au temps d'injection. En régime d'écoulement transitoire périodique, les séries de fonctions de transfert sont répétées d'une période à l'autre.

Dans cette section, les analyses s'orientent vers des cas de contaminations diffuses qui simulent non plus des pollutions accidentelles, mais des pollutions pérennes. En Suisse, ce type de pollution est fréquemment observé dans les cas de pollutions liées à l'activité agricole (nitrates) ainsi que dans les pollutions liées aux lixiviats de décharges et de sites pollués.

Ce type de pollution est défini par un terme source massique $\dot{m}_o$ [M/T] appliqué sur une surface S [L²]. Le terme source représente une quantité de masse injectée dans le système par unité de temps et ne dépend pas des conditions hydrauliques dans le sous-sol. Ainsi, la quantité de masse injectée dans le système est constante, et cela quels que soient les flux hydrauliques qui circulent à travers la zone source. Cependant, en régime d'écoulement transitoire, les flux hydrauliques varient temporellement. Ainsi, par effet de dilution, la concentration C_w [M/L³] dans la phase liquide varie elle aussi en fonction du temps (Fig. 4.31).

Pour un cas de contamination pérenne, les simulations donnent des courbes de concentration relative au puits qui varient en fonctions du temps. Ces

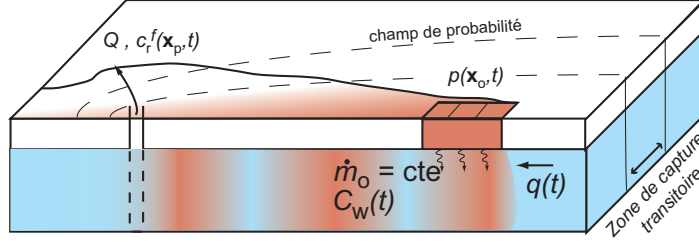


FIG. 4.31 : Représentation schématique d'un cas de contamination pérenne en régime d'écoulement transitoire. $\dot{m}_o$ [M/T] est le flux massique imposé à la zone source, $C_w(t)$ [M/L³] est la concentration dans la phase liquide, $\mathbf{q}(t)$ [M/T] est le flux hydraulique régional, Q [M³/T] est le débit de pompage, $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ [-] est la concentration relative au puits. $p(\mathbf{x}_o, t)$ est la probabilité [-] simulée par les méthodes dites « arrières ».

courbes sont définies sous forme adimensionnelle par $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ et sont obtenue par :

$$c_r^f(\mathbf{x}_p, t) = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (4.12)$$

où $\dot{m}_o$ [M/T] est le flux massique imposé comme source au point d'injection.

Une source de contamination diffuse peut être considérée de manière totalement équivalente par une série d'injections instantanées dont le temps d'injection sont séparés par intervalle de temps Δt_i (forme discrète de l'injection continue). Dans une telle configuration, le temps t_i est substitué par $i\Delta t_i$.

A chaque temps t , en sommant les courbes $F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t)$ sur l'ensemble des indices i et en multipliant par l'intervalle Δt_i , on obtient une approximation de la courbe de concentration relative $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$. Cette opération est formulée par :

$$\sum_{i=0}^{\infty} F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i) \Delta t_i \simeq \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t) \equiv c_r^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (4.13)$$

Lorsque l'intervalle de temps Δt_i tend vers 0, l'équation 4.13 revient à faire une intégrale par rapport à la variable t_i de la fonction $C_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$:

$$\int_{t_i=0}^{\infty} F_\delta^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt_i = c_r^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (4.14)$$

Exprimée en termes de concentrations, l'équation 4.14 devient :

$$\frac{Q}{M_0} \int_{t_i=0}^{\infty} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt_i = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (4.15)$$

où Q est le débit de pompage [L^3/T], M_0 est la masse injectée [M], $\dot{m}_o$ [M/T] est le flux massique au point d'injection.

Dans cette section, des simulations de contaminations pérennes sont effectuées en régime d'écoulement transitoire. Les courbes de concentration relatives $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ [-] sont analysées pour différentes configurations. Les résultats montrent que ces courbes ne sont pas similaires aux prédictions obtenues par le champ de probabilité. Cette constatation est contraire aux conclusions effectuées en régime d'écoulement permanent. Les raisons de cette contradiction seront explicitées plus loin dans ce chapitre au paragraphe 4.5.4. Il sera démontré que les fonctions de transfert $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ permettent non seulement d'obtenir l'évolution temporelle des concentrations relatives au puits $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ mais également celle des probabilités de capture $p(\mathbf{x}_o, t)$.

4.5.2 Paramètres et conditions aux limites

Le géométrie du domaine et le maillage sont en tous points identiques à ceux utilisés dans les sections précédentes pour les simulations de contaminations ponctuelles. Les dimensions du domaine sont de 600x350 m avec des éléments bi-linéaires de 2.5 m de côté.

Un débit d'extraction constant de $Q = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$ est imposé au puits. La limite amont du domaine est définie par une limite à charge imposée constante $H_D = 51.43 \text{ m}$. La limite aval du domaine est définie avec une limite à charge imposée variable dans le temps dont la période est $P = 300 \text{ j}$, l'amplitude $A = 10 \text{ m}$ et la moyenne est $\bar{H} = 40 \text{ m}$. Les limites latérales du domaine sont imperméables (Fig. 4.32).

La transmissivité est $T = 10^{-4} \text{ m/s}^2$, les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale sont respectivement $\alpha_L = 5 \text{ m}$ et $\alpha_T = 0.5 \text{ m}$ et la porosité est $\theta = 0.3$.

Les simulations étant effectuées en configuration 2D-horizontale, la substance dissoute est, par hypothèse, instantanément diluée sur toute l'épaisseur de la zone saturée.

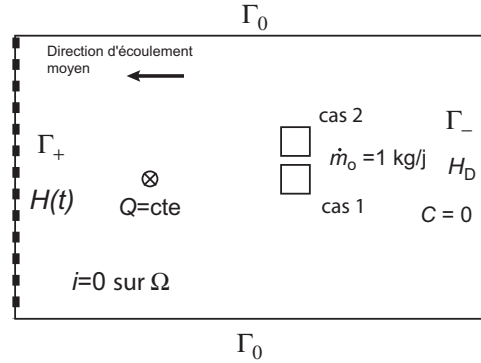


FIG. 4.32 : Conditions aux limites pour les simulations de contamination pérenne. Un flux massique $\dot{m}_o = 0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$ est imposé sur les éléments de la zone source ($S = 25 \text{ m}^2$). Au total un flux entrant $M_i = 1 \text{ kg/j}$ est imposé.

4.5.3 Résultats

Cas d'une source alignée avec le captage

Un premier exemple est défini par un terme source massique imposé sur 4 éléments localisés en amont du puits. Le flux massique est $\dot{m}_o = 0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$. La zone source est localisée autour du point P6 à 200 m du captage et est alignée avec celui-ci. La zone mesure 25 m^2 . Un flux massique total $M_i = 1 \text{ kg/j}$ est injecté dans le domaine (Fig. 4.32).

Tout d'abord, la figure 4.34-C montre que par effet de dilution, la concentration à la source de contamination varie en fonction du temps et est inversement corrélée avec le flux hydraulique. A flux massique constant, plus le flux hydraulique est important, plus la concentration est faible.

Les résultats montrent que la courbe de concentration est périodique mais n'est pas de forme sinusoïdale. En effet, en période de faible gradient hydraulique, le panache est, par effet de gradient de concentration, davantage diffusé en amont de la source. En période de fort gradient, cette quantité de masse est transportée à nouveau à travers la zone source. A son deuxième passage, un nouvel apport de masse est imposé. La quantité totale de masse dissoute est donc supérieure à 1. Cela explique pourquoi le flux massique maximal simulé au puits de captage est de 1.1 kg/j et est supérieure à la source initialement imposée (Fig. 4.34-D).

Le panache de contaminant est transporté vers l'aval avec des concentrations qui oscillent temporellement en chaque point du domaine.

La concentration relative $c_1^f(\mathbf{x}_p, t)$ [-] au puits varie en fonction du temps avec un maximum de 1.1, un minimum de 0.53 avec une moyenne de 0.84 (Fig. 4.34-D).

Les résultats montrent que les concentrations relatives maximales et minimales sont obtenues en périodes de fort et de faible gradient hydraulique, respectivement. Ces différences s'expliquent par les différences de dimension de la zone d'appel du puits entre ces deux périodes. En période de fort gradient hydraulique, la zone d'appel est plus étroite. Elle capte uniquement les zones du panache où les concentrations sont les plus élevées. Cela permet aux particules localisées dans les zones de plus faible concentration de circuler au-delà du captage. A l'inverse, en période de faible gradient hydraulique, la zone d'appel est plus importante et le puits capte également des zones de plus faible concentration. Par conséquent, par effet de dilution, les concentrations sont plus faibles.

Les effets cumulés de la fluctuation des concentrations et de la dimension de la zone d'appel permettent d'expliquer pourquoi la courbe de concentration n'est pas strictement de forme sinusoïdale et présente deux modes de fluctuation.

La figure 4.34-D compare les concentrations relatives en régime d'écoulement transitoire avec celles obtenues en conditions permanentes moyennes et extrêmes. Les résultats donnent respectivement 1.0, 0.89 et de 0.63. Ces valeurs ne correspondent pas avec les concentrations relatives maximales et minimales obtenues en régime d'écoulement transitoire. En conclusion, pour ce cas d'application, les régimes permanents extrêmes ne permettent pas de simuler les concentrations relatives maximales et minimales obtenues en régime d'écoulement transitoire.

Une étude de sensibilité sur la période de fluctuation montre que les écarts entre les concentrations relatives maximales et minimales au puits s'atténuent lorsque la période diminue. Les différences sont de 0.57, 0.49 et 0.28 pour une période de 300 j, 100 j et 30 j, respectivement. Pour $P = 300$ j, la moyenne est de 0.84. Pour $P = 100$ j et $P = 30$ j, la concentration relative moyenne est de 0.86. Les atténuations sont très faibles par rapport à la diminution de la période. Ces résultats indiquent que les concentrations relatives au puits sont contrôlées principalement par les conditions hydrauliques au niveau du captage. La capacité de réaction de l'aquifère dépend de la diffusivité. Dans cet exemple, les aquifères sont considérés comme captifs. La diffusivité est donc très importante.

Cas d'une source décalée par rapport au captage

Pour ce deuxième cas, la source de contaminant est toujours localisée à 200 m en amont du puits, mais est décalée de 35 m latéralement par rapport à l'axe central du domaine. La zone source correspond au point P8. Un flux massique total de 1 kg/j est injecté dans le domaine.

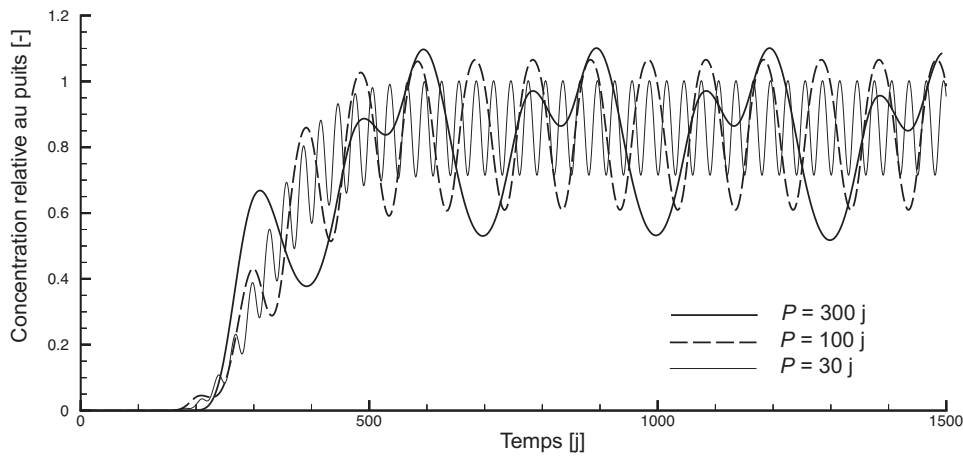


FIG. 4.33 : Concentrations relatives simulées au puits, pour trois périodes de fluctuations. Une injection continue de 0.04 kg/jm^2 est effectuée sur une zone de 25 m^2 autour du point P6.

La figure 4.35-A montre tout d'abord que par effet de dispersion les probabilités de capture sont légèrement inférieures à celles simulées au point P6 du cas précédent.

Comme pour le cas précédent, les concentrations au niveau de la source varient en fonction du flux hydraulique. Les concentrations maximales, minimales et moyennes sont respectivement de 0.52 , 0.13 et 0.31 kg/m^3 (Fig. 4.35-D).

La différence majeure avec le cas précédent concerne la courbe de concentration relative au puits et sa corrélation avec les flux hydrauliques. En effet, la figure 4.35-D montre que les concentrations maximales et minimales sont obtenues en périodes de faible et de fort gradient hydraulique respectivement. Cette tendance est donc inversée par rapport au cas précédent.

Les variations de la dimension de la zone d'appel permettent à nouveau d'expliquer cette tendance. En effet, le panache de concentration est cette fois décalé par rapport à la zone de capture. Cela signifie qu'en période de fort gradient hydraulique, la zone d'appel est étroite et capture uniquement les zones du panache de faible concentration. À l'inverse, en période de faible gradient hydraulique, les dimensions de la zone d'appel permettent au puits de capturer également les zones centrales du panache, où la concentration est élevée.

En régimes d'écoulement permanent de hautes, moyennes et basses eaux, les taux de restitution sont respectivement de 0.08 , 0.25 et 1.00 . Comme pour l'exemple précédent, les régimes permanents extrêmes ne permettent pas d'obtenir les concentrations relatives maximales et minimales qui sont obtenues en régime d'écoulement transitoire.

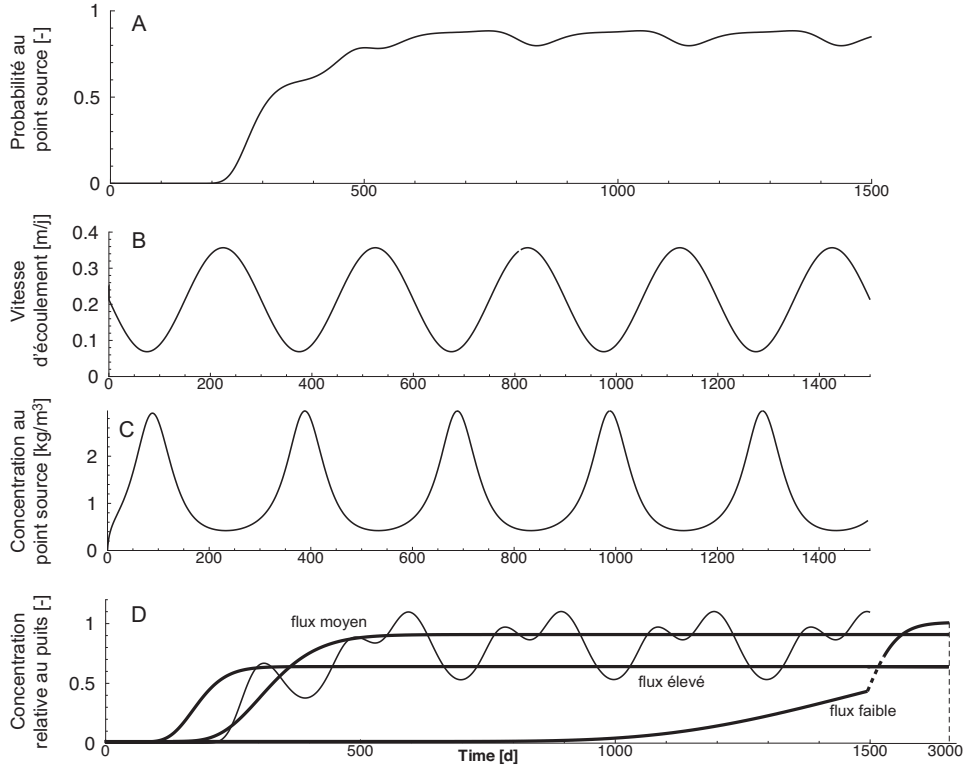


FIG. 4.34 : Simulation d'une pollution pérenne en imposant un terme source massique $\dot{m}_o = 0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$. Le champ d'écoulement est transitoire ($P=300 \text{ j}$; $A=10 \text{ m}$). Cas d'une source alignée par rapport au puits de captage. A. Probabilité de capture. B. Variation temporelle de la vitesse. C. Concentration au point source. D. Concentration relative au puits (débit de pompage constant $Q = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$).

4.5.4 Comparaison avec le champ de probabilité

Les figures 4.34-A et 4.35-A montrent les champs de probabilité « arrière » simulés aux points P6 et P8 respectivement. En comparant les courbes de probabilité avec les courbes de concentration relative au puits des figures 4.34-D et 4.35-D, on s'aperçoit que les deux courbes ne correspondent pas.

Les fonctions de transfert $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i)$ pour 30 essais de traçage au point P6 sont représentées dans la figure 4.36-A. Les temps d'injection t_i des essais de traçage sont tous décalés les uns des autres d'un intervalle $\Delta t_i = 30 \text{ j}$.

En additionnant l'ensemble des courbes $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i)$ pour i allant de 0 à ∞ et pour chaque temps t et en multipliant par Δt_i , on obtient la courbe de concentration relative $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$ issue d'une contamination pérenne (Fig. 4.36-B). Cela confirme ainsi le modèle formulé précédemment par l'équation 4.13.

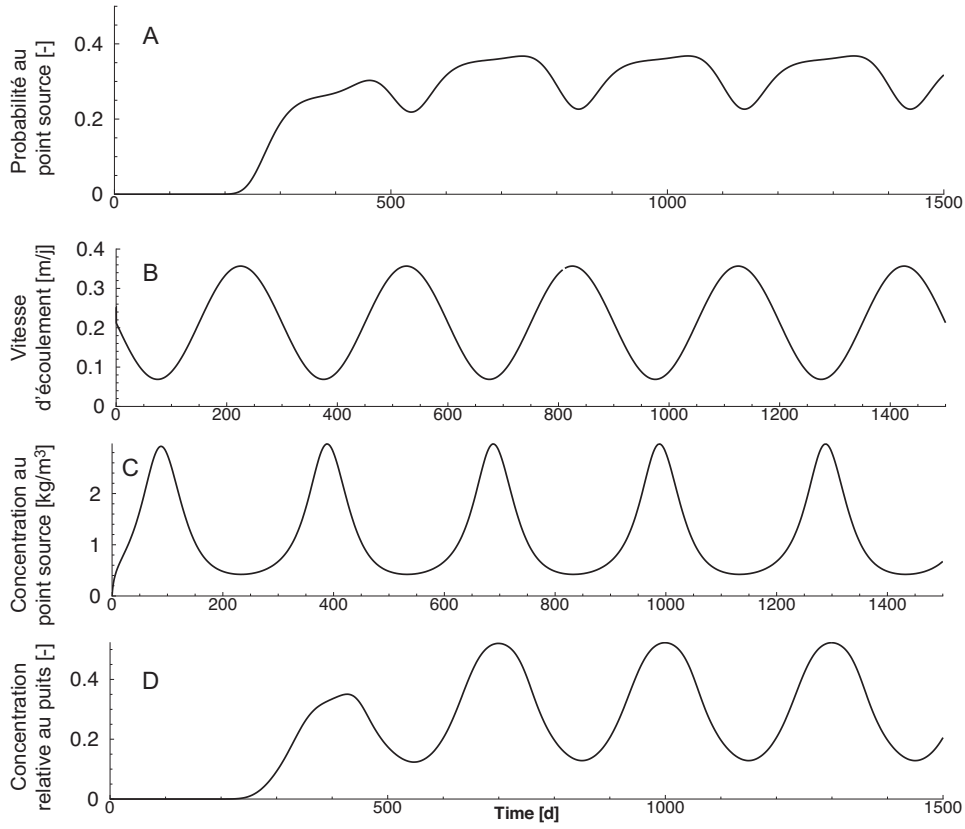


FIG. 4.35 : Simulation d'une pollution pérenne en imposant un terme source massique de $0.04 \text{ kg/m}^2\text{j}$. Le champ d'écoulement est transitoire ($P=300 \text{ j}$; $A=10 \text{ m}$). Cas d'une source décalée par rapport au puits de captage. A. Probabilité de capture. B. Variation temporelle de la vitesse. C. Concentration au point source. D. Concentration relative au puits (débit de pompage constant $Q = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$).

Les résultats des sections précédentes ont montré qu'en intégrant individuellement chaque fonction de transfert $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, i\Delta t_i)$ par rapport à la variable temps t , on obtient la probabilité de capture au point $\mathbf{x}_o$. Cette opération est formulée par :

$$\int_0^{\infty} F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt = \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t_i) \equiv p(\mathbf{x}_o, t_i) \quad (4.16)$$

où $p(\mathbf{x}_o, t_i)$ est la probabilité de capture au point $\mathbf{x}_o$. $\dot{m}_p = QC_0(t)$ [M/T] est le terme source massique au puits, C_0 étant la concentration définie comme conditions aux limites.

Pour résumer, les courbes de concentrations relatives issues d'injections ponctuelles de masses unitaires réparties sur l'ensemble de la période de fluctuation permettent d'obtenir des fonctions de transfert notées $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$.

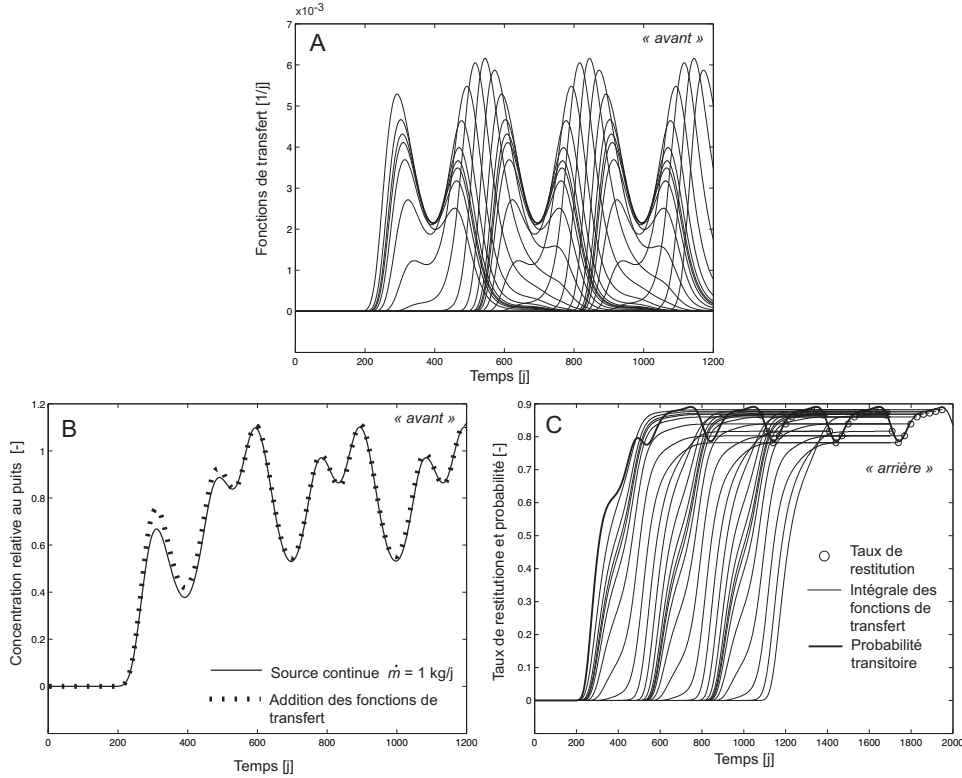


FIG. 4.36 : A. Courbes de restitution normalisées $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t)$ de 30 essais de traçage en P6 (avant) dont les temps d'injection sont décalés de 30 j les uns des autres. B. Somme de l'ensemble des courbes de restitution et comparaison avec une injection continue (terme source massique de $\dot{m}_o = 1 \text{ kg/j}$). C. Courbes de restitution cumulées de chacun des 30 essais de traçage et comparaison avec le champ de probabilité arrière.

Pour un temps t , l'intégrale par rapport à t_i des fonctions $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ donne la courbe de concentration relative résultant d'une contamination pérenne dont la source localisée au point $\mathbf{x}_o$ est constante. Pour un temps t_i , l'intégrale par rapport à t de chacune des fonctions $F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$ permet d'obtenir la probabilité de capture $p(\mathbf{x}_o, t)$. Cette probabilité correspond à la quantité de masse restituée si une contamination accidentelle (sous forme d'un pulse) devait se produire au point $\mathbf{x}_o$. L'ensemble de la terminologie et des méthodes décrites dans cette section sont résumées de manière synthétique dans les tableaux 4.5 et 4.6.

Cependant, cette méthode est valable uniquement pour le point d'injection $\mathbf{x}_o$. Elle ne permet pas de prédire la concentration relative et la probabilité de capture pour l'ensemble de l'aquifère. Cela nécessiterait d'effectuer des séries d'essais de traçage pour chaque point du domaine, procédure qui est matériellement non concevable.

Ainsi, par analogie avec le champ de probabilité, l'idée est d'effectuer des séries d'essais de traçage dont le point d'injection est le puits, mais en inversant le sens de l'écoulement. Dans ce dessein, une condition initiale est définie au puits sous forme d'une masse unitaire. Les injections sont répétées à des intervalles Δt_i qui couvrent l'ensemble de la période de fluctuation. Les résultats donnent pour chaque point du domaine des séries de fonctions de transfert « arrières » désignées par $F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, i\Delta t_i)$ $[1/T]$. L'indice i se rapporte au temps d'injection t_i .

Les figures 4.37-A et 4.38-A illustrent 40 fonctions de transfert pour les points d'observation P6 et P8, respectivement. Chaque fonction est décalée d'un intervalle $\Delta t_i = 30$ j.

Les figures 4.37-B et 4.37-B montrent qu'en additionnant l'ensemble de ces fonctions et en les multipliant par l'intervalle Δt_i , on obtient la courbe de probabilité $p(\mathbf{x}_o, t)$ obtenue avec une condition aux limites $p = 1$ imposée au puits. Par équivalence avec les simulations « avants », cette opération peut être formulée par l'équation suivante :

$$\sum_{i=0}^{\infty} F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, i\Delta t_i) \Delta t_i \simeq \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t) \equiv p(\mathbf{x}_o, t) \quad (4.17)$$

Lorsque l'intervalle Δt_i tend vers 0, l'équation 4.17 revient à faire une intégrale par rapport à la variable t_i :

$$\int_{t_i=0}^{\infty} F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt_i = \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t) \equiv p(\mathbf{x}_o, t) \quad (4.18)$$

Comme pour les essais de traçage « avants », il est également possible de calculer l'intégrale par rapport au temps t de chacune des fonctions de transfert $F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$. Les résultats montrent qu'en effectuant cette opération pour l'ensemble des i , on obtient la courbe de concentration relative issue d'une contamination pérenne en régime d'écoulement « normal », à une erreur de discrétisation près. Cette observation est valable quel que soit le point d'observation (Figs. 4.37-C et 4.37-C). Cette opération peut être formulée par :

$$\int_{t=0}^{\infty} F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t_i) \equiv c_r^f(\mathbf{x}_p, t) \quad (4.19)$$

Pour résumer, des essais de traçage « arrières » permettent d'obtenir pour chaque point du domaine, des fonctions de transfert notées $F_\delta^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$.

	« AVANT »	« ARRIERE »
Instantané	$F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) = \frac{Q}{M_0} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$	$F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) = \frac{Q}{M_0} C_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i)$
Continu	$c_r^f(\mathbf{x}_p, t) = \frac{Q}{\dot{m}_o} C^f(\mathbf{x}_p, t)$	$p(\mathbf{x}_o, t) = \frac{Q}{\dot{m}_p} C^b(\mathbf{x}_o, t)$

TAB. 4.5 : Synthèse de la terminologie utilisée dans la section 4.5. C [M/L³] sont des concentrations dans la phase liquide, F [1/T] sont des fonctions de transfert, Q [L³/T] est le débit de pompage, $\mathbf{x}_o$ est le point d'injection, $\mathbf{x}_p$ est le puits, M_0 [M] est la masse injectée, $\dot{m}$ [M/T] est le flux massique, l'indice δ se rapport à une injection instantanée, les exposants f et b se rapportent aux écoulements « avants » et « arrières » respectivement. $c_r(\text{text} \mathbf{x}_p, t)$ [-] est la concentration relative au puits et $p(\mathbf{x}_o, t)$ [-] est la probabilité de capture au point d'injection.

	« AVANT »	« ARRIERE »
	$\int_{t_i=0}^{\infty} F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt_i = c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$	$\int_{t_i=0}^{\infty} F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt_i = p(\mathbf{x}_o, t)$
	$\int_{t=0}^{\infty} F_{\delta}^f(\mathbf{x}_p, t, t_i) dt = p(\mathbf{x}_o, t)$	$\int_{t=0}^{\infty} F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i) dt = c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$

TAB. 4.6 : Synthèse des équations présentées dans la section 4.5. Selon la variable d'intégration, les fonctions de transfert F permettent de calculer à la fois les concentrations relatives ainsi que les probabilités de capture. Les essais de traçage « arrières » permettent d'obtenir ces deux informations pour l'ensemble des points du domaine.

Pour un temps t , l'intégrale par rapport à t_i des fonctions $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$ donne le champ de probabilité $p(\mathbf{x}_o, t)$ obtenu avec une condition aux limites au puits de $p = 1$. Pour un temps t_i , l'intégrale par rapport à t de chacune des fonctions $F_{\delta}^b(\mathbf{x}_o, t, t_i)$ permet d'obtenir la concentration relative au puits $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$. Cette concentration relative est égale à celle obtenue avec un terme source massique continu $\dot{m}_o = 1$ kg/j au point d'injection. L'ensemble de la terminologie et des méthodes décrites dans cette section sont résumées de manière synthétique dans les tableaux 4.5 et 4.6.

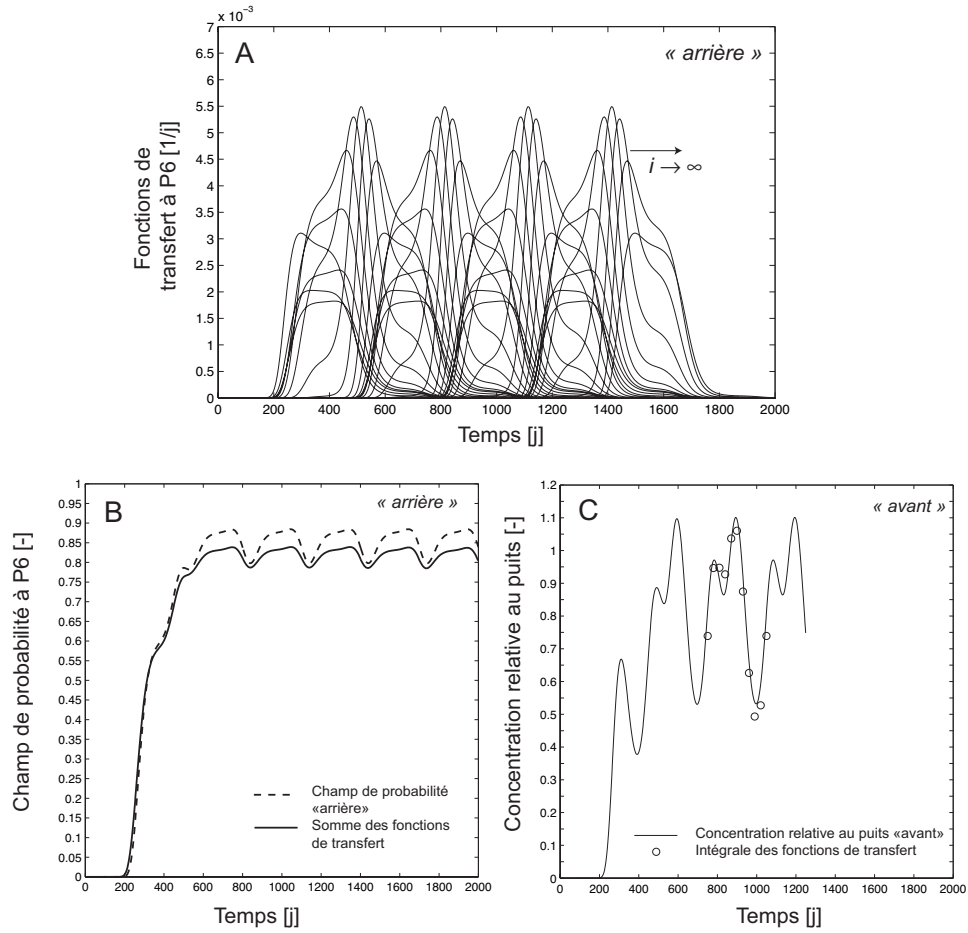


FIG. 4.37 : A. Fonctions de transfert « arrières » au point d'observation P6, correspondant à des injections de masse unitaire $M_0=1$ kg au puits à des temps t_i espacés d'un intervalle Δt_i . B. Somme des fonctions de transfert ($\times \Delta t_i=30$ j). Comparaison avec le champ de probabilité obtenu avec une condition aux limites $P = 1$. C. Intégrale par rapport au temps t de chaque fonction de transfert et comparaison avec la courbe de concentration relative (obtenue en « avant » avec $\dot{m}_o = 1$ kg/j).

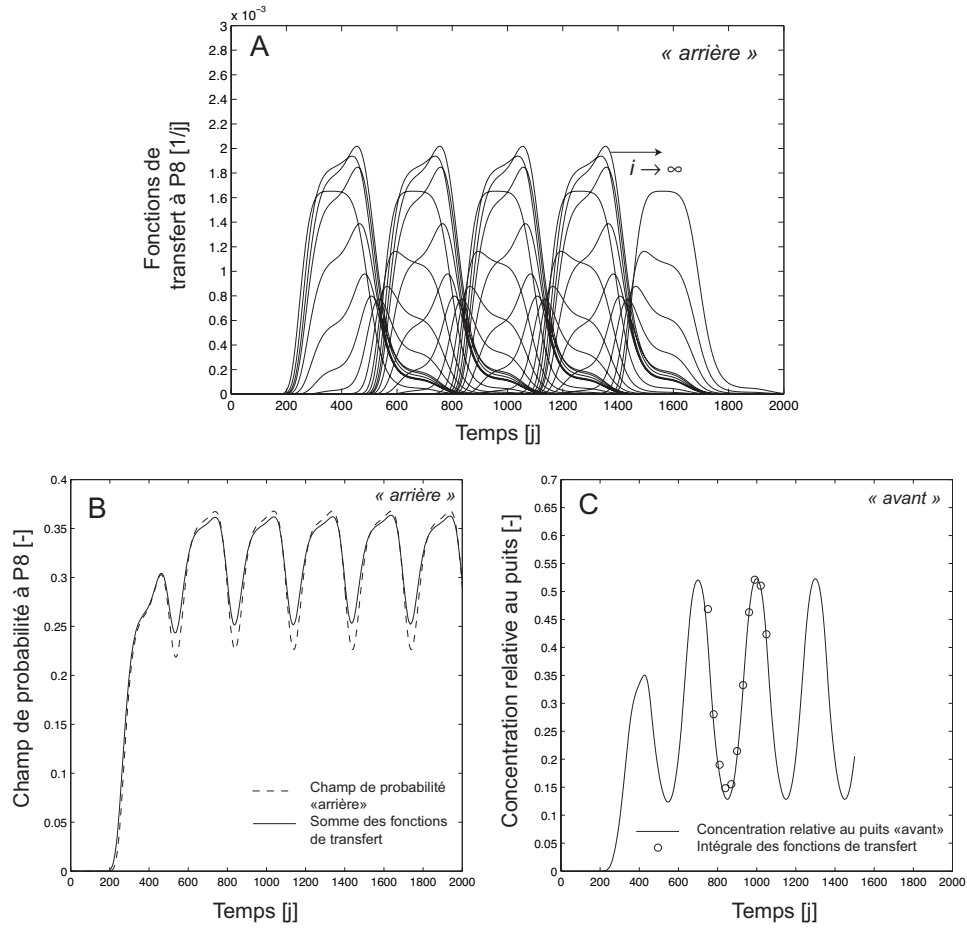


FIG. 4.38 : A. Fonctions de transfert « arrières » au point d'observation P8, correspondant à des injections de masse unitaire $M_0=1$ kg au puits à des temps t_i espacés d'un intervalle Δt_i . B. Somme des fonctions de transfert ($\times \Delta t_i=30$ j). Comparaison avec le champ de probabilité obtenu avec une condition aux limites $P = 1$. C. Intégrale par rapport au temps t de chaque fonction de transfert et comparaison avec la courbe de concentration relative (obtenue en « avant » avec $\dot{m}_o = 1$ kg/j).

4.6 Discussion

4.6.1 Résumé

Dans ce chapitre, l'évolution transitoire des zones de capture d'un puits de captage a été analysée pour des systèmes simples définis par des conditions aux limites qui oscillent périodiquement dans le temps.

Les zones de capture ont été calculées avec des méthodes basées sur une forme adjointe de l'ADE, dite « arrière », où le signe du terme advectif est inversé et où les conditions initiales et aux limites sont adaptées (Eq.4.3).

Ces méthodes permettent d'obtenir en un seul calcul et pour l'ensemble du domaine, l'évolution temporelle périodique du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$, qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée, tôt ou tard, par le puits de captage.

Dans un premier temps, les modèles sont constitués d'un domaine rectangulaire dont la limite aval est définie par des conditions de charges imposées variables dans le temps et la limite amont par des conditions de charges imposées constantes. Un puits à débit d'exfiltration constant est localisé dans la partie centrale du domaine. Les fluctuations des conditions aux limites sont d'abord définies par des fonctions sinusoïdales périodiques à un mode puis à deux modes. Les fonctions à un mode sont caractérisées par un paramètre permanent, la valeur moyenne, et trois paramètres transitoires : la période de fluctuation, l'amplitude et le déphasage. Les effets des trois paramètres transitoires sont analysés indépendamment.

Dans un deuxième temps, les conditions aux limites du domaine ont été modifiées pour vérifier l'applicabilité des méthodes pour des systèmes où l'écoulement régional n'est plus uniforme. Dans ce cas, la direction des écoulements varie périodiquement dans le temps et à l'échelle régionale. Sur leur moitié amont, les limites latérales supérieures des nouveaux modèles sont définies par une limite infiltrante à flux imposé dont le débit d'infiltration fluctue temporellement. Ainsi, la zone de capture oscille par déplacements transversaux périodiques.

Les résultats ont montré qu'en régime d'écoulement permanent et de transport transitoire, les probabilités d'atteindre le puits $p(\mathbf{x}, t)$ croissent de manière continue, jusqu'à atteindre une phase dite stationnaire quand le système est à l'équilibre et le champ $p(\mathbf{x}, \infty)$ est stabilisé.

En régime d'écoulement transitoire, en phase stationnaire, le champ $p(\mathbf{x}, t)$ oscille périodiquement autour d'une valeur moyenne $\bar{p}$. A partir de ces oscillations, pour chaque point du domaine, les probabilités maximales $p_{\max}$ et minimales $p_{\min}$ sont définies, dont l'écart est représenté par la grandeur Δp .

Finalement, les effets du régime d'écoulement transitoire sur des cas de contamination diffuse ont été testés. Les résultats ont montré que les concentrations relatives au puits, obtenues en écoulement « normal » ne sont pas égales aux probabilités obtenues au point de contamination (en régime d'écoulement « inverse »). Cette observation est donc contradictoire par rapport aux résultats obtenus en régime d'écoulement permanent.

Cependant les résultats ont montré que les concentrations relatives peuvent être obtenues par des séries d'essais de traçage « inverses » dont le point d'injection est le puits de captage et dont les temps d'injection sont espacés d'un intervalle Δt_i et couvrent l'ensemble de la période de fluctuation. Le champ de probabilité est obtenu en additionnant l'ensemble des essais de traçage et en multipliant le résultat par Δt_i . La courbe de concentration relative est obtenue en intégrant chaque essai de traçage individuellement par rapport au temps t .

4.6.2 Effets des paramètres transitoires sur les valeurs de probabilités

Le premier objectif de ce chapitre a été d'analyser l'effet des fluctuations transitoires des conditions aux limites sur l'évolution temporelle du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$.

Les résultats ont montré que le déphasage φ_u n'influence pas la distribution des probabilités obtenues, mais uniquement les écarts de temps entre les extrema des conditions aux limites et ceux des probabilités simulées. Ce déphasage est principalement lié au temps de transit moyen entre le puits et le point d'observation, ainsi qu'à la diffusivité de l'aquifère.

Ensuite les effets de l'amplitude u_A ont été analysés. Les résultats ont montré que les amplitudes des probabilités simulées sont directement proportionnelles aux amplitudes des conditions aux limites avec un effet d'amortissement en fonction de la distance. Cette observation s'explique par effet d'advection au niveau du cône de rabattement (Fig. 4.39-B).

Les analyses ont également montré que les valeurs moyennes des probabilités transitoires calculées sur une période de fluctuation, diffèrent en fonction de l'amplitude. Pour les points d'observation localisés dans l'axe d'écoulement par rapport au puits et pour les faibles amplitudes, les probabilités simulées sont supérieures à celles obtenues pour des amplitudes élevées. La tendance inverse est observée pour les points décalés par rapport à l'axe.

Ces tendances ne peuvent pas être expliquées par effet d'advection uniquement, car les inversions de tendance entre les points localisés dans l'axe et les points décalés, reflètent un effet de dispersion supplémentaire qui est accentué pour les grandes amplitudes (Fig. 4.39-A).

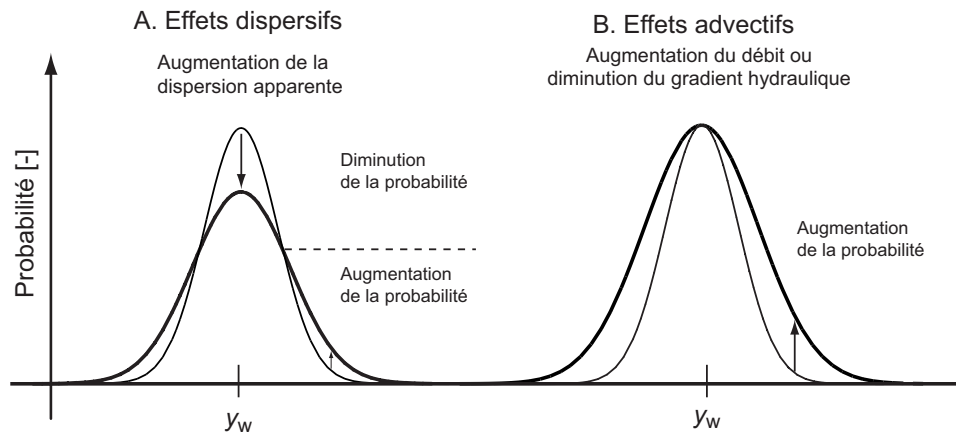


FIG. 4.39 : Coupes transversales du champ de probabilité $p(x, t)$. Augmentation de l'extension latérale de la zone de capture par effets de dispersion (A) et par effet d'advection (B). y_w est la projection longitudinale du puits.

Lorsque les amplitudes sont telles que des inversions régionales de gradient hydraulique se produisent, une dispersion supplémentaire est induite par ces inversions. Cette dispersion n'est cependant pas suffisante pour expliquer les écarts de probabilité simulés. De plus, ces derniers sont également observés pour des amplitudes qui n'impliquent pas ces inversions. Par conséquent, les relativement fortes dispersions apparentes seraient causées par les variations de la direction des écoulements qui se produisent dans la zone du cône de rabattement, et cela quelle que soit l'amplitude des fluctuations.

De plus, l'effet de la période de fluctuation P_u a été analysé. On a constaté premièrement que la fluctuation des probabilités est cadencée sur la période de fluctuation des conditions aux limites. Cette synchronisation n'est possible qu'à partir du moment où, pour chaque simulation, un seul paramètre est oscillant. Si plusieurs paramètres variaient simultanément dans le temps, les variations du champ de probabilité seraient cadencées sur le plus petit multiple commun des différentes périodes. Dans ce cas, et selon les fréquences, les temps pour lesquels l'état stationnaire est atteint serait excessivement long. Pour cette raison, les systèmes naturels ne sont jamais périodiques au sens strict du terme.

En outre, P_u influence non seulement la période des probabilités, mais également leurs amplitudes. Plus elle est grande, plus les amplitudes simulées sont importantes et à l'inverse, les périodes courtes ont des effets moindres sur les amplitudes des probabilités. Cela s'explique par le fait que pour les longues périodes, la phase de basses eaux est plus longue et le cône de rabattement reste ouvert plus longtemps. Ainsi, par effet d'advection, la zone de capture a davantage le temps de se développer latéralement, simulant des probabilités plus importantes. A l'inverse, les période de hautes eaux étant

plus longues, la zone de capture a davantage le temps de se resserrer. Les probabilités simulées sont donc plus faibles (Fig. 4.39-B).

Ensuite, les résultats ont montré que plus les périodes sont courtes, plus les moyennes des probabilités transitoires tendent vers les probabilités simulées en régime d'écoulement permanent moyen. Toutefois, même pour des périodes très courtes, les probabilités permanentes moyennes ne sont jamais atteintes. Cet écart résiduel est dû à la dispersion supplémentaire induite par les fluctuations transitoires. Cette dispersion supplémentaire peut être obtenue en régime d'écoulement permanent en modifiant les coefficients de dispersivité, par des *dispersivités équivalentes*.

Finalement, on a constaté que les effets de la période ont tendance à s'atténuer lorsque l'on s'éloigne du puits, montrant ainsi un comportement analogue aux systèmes oscillatoires amortis. Cela est dû à la dynamique propre des systèmes aquifères, contrôlée en particulier par la diffusivité.

Suite à cette observation, les résultats obtenus dans cette étude ont montré que les basses fréquences induisent des fluctuations des probabilités plus importantes à de plus grandes distances que les hautes fréquences. Ces dernières peuvent donc être négligées au-dessous d'un certain seuil.

Ces observations confirment les conclusions de Kinzelbach and Ackerer (1986) et de Reilly and Pollock (1996) qui, pour rappel, prennent en compte uniquement l'advection et les généralisent ainsi en configuration plus réaliste qui prend également en considération les processus de dispersion. Ces auteurs disent que le rapport κ entre le temps de séjour moyen τ et la période de fluctuation P est un bon indicateur pour déterminer si oui ou non, le régime transitoire doit être pris en considération ou pas.

$$\kappa = \frac{\tau}{P} \quad (4.20)$$

Ils rajoutent que si κ est plus grand que 1, le régime transitoire peut être obtenu approximativement par des conditions moyennes permanentes. En prenant en compte les aspects dispersifs, cette valeur tourne plutôt autour de 3 et 4.

Les résultats ont en effet montré qu'au-delà d'une certaine valeur critique de κ_c , soit lorsque $\kappa_c > 1$ ou $P < \tau/\kappa_c$, les périodes sont suffisamment courtes pour que le champ de probabilité à la distance correspondant à τ ne soit plus affecté de manière significative. Pour une valeur entière $\kappa_c > 1$, le panache subit, entre le point d'entrée et l'exutoire, un nombre κ_c de cycles complets de fluctuation. Plus κ_c est grand, plus l'approximation par le régime d'écoulement permanent moyen est bonne (Fig. 4.41). κ_c est donc étroitement dépendant de la période des fluctuations transitoires ainsi que du débit et de la taille du système (dont dépend directement τ).

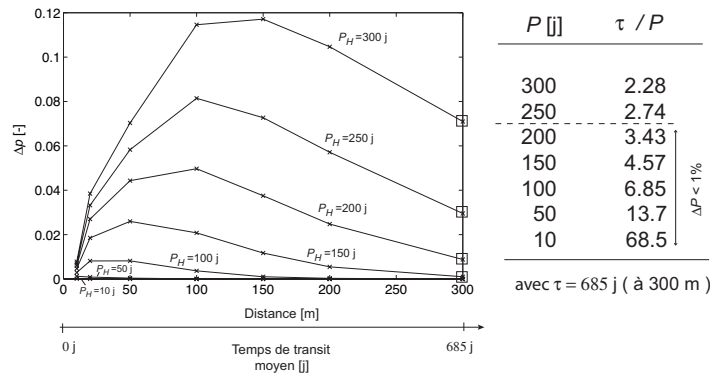


FIG. 4.40 : Ecarts de probabilité en fonction de la distance et comparaison avec le temps de transit moyen. Les rapport τ/P indiquent qu'au delà de 3-4, les fluctuations transitoires entraînent des écarts $\Delta p < 1\%$ et peuvent être négligés.

Une règle générale de détermination de κ_c n'a pas pu être établie dans ce travail. Seule une valeur numérique correspondant aux cas décrits dans ce chapitre a pu être déduite à partir de la figure 4.40. Pour un système captif dont la conductivité hydraulique est $K = 8.64 \text{ m/d}$ et dont le gradient hydraulique variant de $\sim 0.2 \%$ à $\sim 4 \%$ une valeur seuil $\kappa_c = 3$ a pu être déterminée.

Pour les écoulements dont l'amplitude de la variation du gradient hydraulique serait moindre, fluctuant entre $\sim 1 \%$ et $\sim 3 \%$, la valeur de κ_c serait inférieure. Les périodes pour lesquelles le régime transitoire serait équivalent aux conditions permanentes de hautes et de basses eaux, seraient identiques. Mais les périodes en-dessous desquelles le régime transitoire peut être simulé approximativement par les conditions moyennes seraient plus petites.

A l'inverse, pour les longues périodes de fluctuation, si $\kappa < 0.5$, ou en d'autres termes, si $P > 2\tau$, le régime transitoire peut être obtenu de manière exacte par les régimes permanents de hautes eaux et de basses eaux (Fig. 4.41).

Dans le cas décrit précédemment, les périodes à prendre en considération seraient donc comprises entre $\tau/3 < P < 2\tau$ ou $0.5 < \tau/P < 3$. Pour le point P6, où le temps de transit moyen est d'environ 300 j, cela signifierait que les périodes à prendre en considération seraient comprises entre 100 j et 600 j.

Pour illustrer cela avec l'exemple des zones de protection, la délimitation de la zone S2, dont le temps de transit est d'au moins 10 jours, peut être affectée de manière significative, par des périodes comprises entre 3.3 j et 30 j. Au delà de 30 j, l'approximation de la zone S3 en période de basses eaux est correcte. Cela signifie que les variations journalières des débits de pompage n'influence pas les zones de capture de manière significative et que

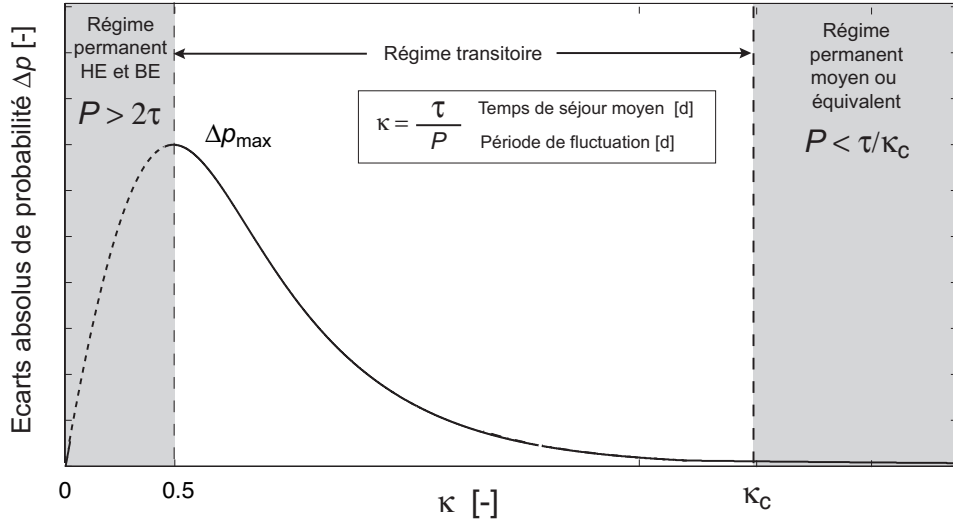


FIG. 4.41 : Plage de fréquences, définie par le rapport κ entre le temps de séjour moyen τ et la période de fluctuation P pendant laquelle le régime transitoire devrait être pris en considération. Pour $\kappa < 0.5$ le régime transitoire est obtenue de manière exacte par les régimes permanents de hautes eaux et de basses eaux. Pour $\kappa > \kappa_c$ le régime transitoire est obtenue approximativement par le régime permanent moyen ou équivalent.

ces dernières peuvent être estimées à partir des niveaux annuels moyens de basses eaux.

4.6.3 Comparaison entre les probabilités $p(\mathbf{x}, t)$ et les taux de restitution m_{out}

En régime d'écoulement permanent, il a été démontré que quelle que soit la complexité du domaine, la probabilité simulée en un point $\mathbf{x}$ est égale au taux de restitution d'un essai de traçage simulé dont le point d'injection est $\mathbf{x}$ (Cornaton and Perrochet, 2006a,b).

En système transitoire périodique, l'évolution temporelle des probabilités simulées en $\mathbf{x}$ a été comparée avec les taux de restitution obtenus, non pas par un essai de traçage, mais par des série d'essais, qui couvrent une période complète de fluctuation, et dont le point d'injection reste constant entre les différents essais.

Les résultats ont tout d'abord montré que les taux de restitution obtenus diffèrent selon le moment où l'injection est effectuée et varient périodiquement dans un intervalle compris entre m_{min} et m_{max} . Les temps d'injection pour lesquels sont obtenus m_{min} et m_{max} diffèrent selon les points d'injection et sont déterminés à posteriori. Ces variations s'expliquent par la mise

en évidence de deux situations qui se produisent en régime d'écoulement transitoire. D'un côté on distingue les périodes de fort gradient hydraulique où les panaches de traceurs sont déplacés sur des grandes distances. D'un autre côté on distingue les périodes de faibles gradient hydrauliques où ils sont plus ou moins immobilisés dans certaines zones de l'aquifère. Si, lors d'un essai de traçage, le panache passe rapidement à proximité du puits de captage en période de fort gradient hydraulique, le taux de restitution sera moindre que s'il y arrive en période de basses eaux. Dans ce cas, le taux de restitution est plus important.

Mais une des observations majeure de ce chapitre est que, sur une période de fluctuation, les taux de restitution calculés et les probabilités simulées présentent des valeurs et des distributions identiques, à un écart ε près, essentiellement lié à la discrétisation.

Ces équivalences ont été démontrées dans ce chapitre pour des systèmes d'écoulement transitoires simples et périodiques, en milieu confiné, avec ou sans infiltrations latérales et pour un champ de conductivité hydraulique homogène et hétérogène. Elles ont été démontrées pour différentes valeurs d'amplitudes et de périodes de fluctuations, couvrant les cas particuliers où des inversions du gradient hydraulique régional se produisent. L'applicabilité de la méthode n'a pas été testée pour des nappes libres et pour des systèmes où il y a un apport par les précipitations. L'apport par les précipitations sera testé dans le chapitre 6.

4.6.4 Comparaison entre les probabilités $p(x, t)$ et les concentrations relatives attendues au puits

Les simulations de contaminations diffuses ont montré qu'en régime d'écoulement transitoire, les taux de restitution m_{out} ne correspondent pas aux concentrations relatives (issue d'un flux massique unitaire $\dot{m}_o=1 \text{ kg/j}$), alors que cette équivalence est observée en régime d'écoulement permanent.

Cette différence s'explique par le fait qu'en régime d'écoulement transitoire, les fonctions de transfert (obtenues par des injections instantanées en « avant » ou en « arrière ») varient non seulement en fonction du point d'injection, mais également en fonction du moment où l'injection se produit. De plus, pour un même point d'observation, les fonctions de transfert obtenues en conditions d'écoulement « normal » diffèrent de celles obtenues en conditions d'écoulement « inverse ».

En régime d'écoulement permanent, la fonction de transfert peut être obtenue avec une simple dérivation de la fonction cumulée de densité de probabilité (obtenue avec $p = 1$ imposé au puits). En régime d'écoulement transitoire, aucune opération mathématique permet, à notre connaissance, de retrouver

l'ensemble des fonctions de transfert. Pour cette raison, les essais de traçage « arrières » sont nécessaires et doivent être réalisés en nombre suffisant.

Chaque fonction de transfert dépend du point d'injection $\mathbf{x}_o$ ou $\mathbf{x}_p$, du temps t et du temps relatifs à l'injection t_i . La relation entre t_i et t n'est pas triviale. Ces deux échelles de temps sont d'une part inversées l'une par rapport à l'autre mais sont, d'autre part, décalées d'un certain intervalle de temps. Cet intervalle de temps n'a pas pu être déterminé dans cette étude et l'ajustement des différentes courbes a dû être effectué manuellement. En réalité, les résultats ont permis de mettre en évidence une certaine symétrie entre les fonctions de transfert « avants » et « arrières ». En effet, il existe un temps t_i en avant pour lequel la fonction de transfert est équivalente à celle obtenue pour un temps t en arrière, et inversement (cf. figure 2.6 au chapitre 2).

Les résultats sont valables à une erreur de discrétisation près. En effet, pour les injections ponctuelles en « arrière », les calculs ont montré une diminution rapide de la quantité de masse dans le domaine. Cette diminution se stabilise après un certain temps. Au final, une perte d'environ 50% de la masse est observée. Ces effets ne sont pas observés pour les essais de traçage en régime d'écoulement « normal ». Cette importante perte de masse est interprétée comme un effet de discrétisation lié à la complexité des écoulements à la mauvaise discrétisation au niveau du puits de captage. Ainsi, dans cette étude, les fonctions de transfert ne sont pas normalisées par rapport à la masse injectée initialement dans le système, mais par la masse existant réellement dans le modèle au passage du panache au point d'observation (en s'assurant préalablement que la proportion de masse, qui est sorti naturellement du domaine par une autre limite, est négligeable).

La comparaison avec des régimes d'écoulement permanents extrêmes (hautes eaux et basses eaux) a permis de montrer qu'en régime d'écoulement transitoire, la concentration maximale au puits ne correspond à aucune des deux conditions extrêmes. Ceci est dû au fait que d'un côté, à flux massique constant ($\dot{m}_o$), la concentration dans la phase liquide dépend du flux hydraulique régional (qui varie dans le temps). D'un autre côté, le flux hydraulique régional influence la dimension de la zone d'appel. Ainsi, selon les conditions d'écoulement, le puits capte des zones où la quantité de matière dissoute est plus ou moins concentrée. Bien que ces deux facteurs soient cadencés sur les fluctuations du gradient hydraulique régional, leurs effets respectifs sont décalés d'un temps qui dépend de l'espérance de vie entre le point d'injection et le puits de captage. En d'autres termes, une zone concentrée du panache (produite en période de faible gradient hydraulique) peut être captée en condition d'écoulement quelconque. Cet intervalle de temps explique pourquoi les concentrations relatives maximales et minimales ne sont pas équivalentes à des conditions d'écoulement permanentes extrêmes.

4.6.5 Causes possibles de l'écart systématique ε

En comparant les taux de restitution issus d'essais de traçage injectés en un point quelconque de l'aquifère avec les probabilités simulées au même point, il a été constaté qu'un écart systématique ε existe entre les deux approches. Cet écart systématique varie selon les simulations et est généralement compris entre 1 et 2 %. Étonnamment, les simulations effectuées dans un domaine hétérogène ont montré des écarts systématiques d'un ordre de magnitude plus faible, soit de ~ 0.1 - 0.2 %.

Différents essais de raffinement du maillage et du temps ont démontré que cet écart systématique est dû aux effets de la discrétisation qui engendre une dispersion supplémentaire. À cause de cette dispersion supplémentaire, une plus petite part de la masse dissoute est captée par le puits de captage.

Ces erreurs sont commises lors des simulations d'essais de traçage, qui ont pour unique but de valider les méthodes de délimitation des zones de capture transitoires. Par conséquent, vu ces faibles erreurs résiduelles, les méthodes de délimitation des zones de capture en régime d'écoulement transitoires sont considérées comme tout à fait valables pour des systèmes dont les fluctuations des écoulements sont périodiques.

4.6.6 Approximation des conditions aux limites par des fonctions sinusoïdales

Dans les systèmes simples décrits dans ce chapitre, les fluctuations des niveaux d'eau aux limites des domaines ont été définies par des fonctions sinusoïdales à un ou plusieurs modes.

Or, les fluctuations naturelles sont plus complexes qu'une simple sinusoïdale. Cette première approximation grossière des conditions naturelles vise à conserver les caractéristiques observées dans la nature, qui, soumises aux cycles terrestres, montrent souvent une périodicité approximative.

Il ressort de cette étude que ce n'est pas tellement la rapidité à laquelle les niveaux varient qui est importante, mais la durée à laquelle les niveaux sont maintenus à cette nouvelle valeur. Ainsi un signal qui varie par palier et une sinusoïdale présentant les mêmes périodes et amplitudes, simulent des champs similaires de probabilité maximales et minimales.

Si les variations temporelles d'un paramètre naturel quelconque sont rarement périodiques au sens strict, elles peuvent le devenir si un filtre des hautes fréquences est appliqué supprimant par la même occasion les perturbations liées au bruit.

4.7 Conclusions

Les méthodes de détermination des zones de capture basées sur les champs d'écoulement dit « arrière » ont été appliquées à des systèmes dont les écoulements sont transitoires et périodiques, définis par des oscillations des conditions aux limites. Ces méthodes permettent d'obtenir le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule soit, tôt ou tard, captée par le puits.

Pour rappel, les objectifs qui ont été définis dans la partie introductive de ce chapitre sont les suivants :

1. Analyser les effets de conditions aux limites périodiques sur l'évolution des champs de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$.
2. Comparer les probabilités simulées en un point quelconque du domaine avec des taux de restitution de simulation d'essais de traçage dont le point d'injection est $\mathbf{x}$, étant démontré qu'en régime d'écoulement permanent, ces deux grandeurs sont égales (Cornaton, 2004).

Les résultats obtenus dans ce chapitre ont montré que, pour de tels systèmes, une fois l'état stationnaire ou oscillatoire permanent atteint, les champs de probabilité oscillent de manière périodique. Ces probabilités correspondent à l'évolution des probabilités de capture au cours de la période de fluctuation et permettent de déterminer quelle quantité de contaminant serait captée par le puits si une contamination accidentelle devait se produire à un moment quelconque pendant l'année hydrologique.

Contrairement au régime d'écoulement permanent, la courbe de concentration relative issue d'une contamination pérenne en un point quelconque du domaine ne correspond pas à la probabilité de capture obtenue en régime d'écoulement inverse.

Pour obtenir l'ensemble de l'information (concentration relative et probabilité de capture pour l'ensemble du domaine), il est nécessaire d'effectuer des séries d'essais de traçage en conditions d'écoulement « inverse ». Dans ces conditions, le puits de captage est le point d'injection. Ces simulations permettent d'obtenir des fonctions de transfert « arrières » qui permettent d'obtenir soit la probabilité de capture (cas de contamination accidentelle), soit la concentration relative au puits (cas de contamination pérenne).

Les résultats ont montré que les conditions permanentes extrêmes (hautes eaux et basses eaux) ne permettent pas d'obtenir les concentrations maximales et minimales réelles, obtenues en régime d'écoulement transitoire.

Les analyses de sensibilité effectuées sur les paramètres transitoires ont montré que, d'une part, l'amplitude de la fluctuation influence l'amplitude des probabilités simulées qui s'amortissent en s'éloignant du puits. Elles ont montré d'autre part, que la période de fluctuation des conditions aux limites influence non seulement la période des probabilités simulées mais éga-

lement leur amplitude. A amplitude égale, plus les périodes sont courtes, plus les amplitudes des probabilités sont faibles. A l'inverse, les longues périodes influencent considérablement les probabilités simulées. Finalement, les résultats ont montré que le paramètre de déphasage ne modifie pas les distributions des probabilités.

Un signal naturel qui varie de manière périodique dans le temps peut, par analyse spectrale, être décomposé en un certain nombre de fréquences, traduites en périodes. Les résultats de cette étude indiquent que les périodes courtes et les périodes de faibles amplitudes peuvent être négligées et simulées de manière approximative par des conditions permanentes moyennes ou équivalentes.

A l'inverse, toujours pour le même signal, les longues périodes peuvent être simulées de manière exacte cette fois par des simulations en régime permanent dont les paramètres correspondent aux conditions extrêmes en régime transitoire (cf. ch. 5). Les résultats obtenus dans ce chapitre montrent que, pour les systèmes analysés dans cette étude, les périodes $P > 2\tau$ ou $\kappa < 0.5$ donnent des résultats équivalents aux conditions permanentes de hautes et de basses eaux.

La détermination exacte des périodes de fluctuations en dessous desquelles ces approximations sont valables dépend du temps de transit moyen dans l'aquifère, donc des dimensions du système, de la porosité ainsi que de la diffusivité. Kinzelbach and Ackerer (1986) et Reilly and Pollock (1996) concluent que le rapport entre le temps de transit et période doit être nettement supérieure à 1. Les résultats obtenus dans ce chapitre sont donc compatibles avec les conclusions de Kinzelbach and Ackerer (1986) et Reilly and Pollock (1996). Pour la problématique des zones capture, dont le gradient hydraulique régional varie périodiquement de 0.2 à 4 % et dont la transmissivité est de l'ordre de 10^{-4} m/s, la limite seuil supérieure est de $\kappa > 3$.

En conclusion, une attention particulière doit être apportée aux effets transitoires pour les périodes comprises entre τ/κ_c et 2τ , où τ est le temps de transit. κ_c est une valeur qui dépend de l'amplitude des variations du gradient hydraulique. Plus les variations sont faibles, plus κ_c diminue et plus les périodes qui peuvent être négligées sont grandes.

Pour les périodes comprises entre τ/κ_c et 2τ , les conditions transitoires peuvent être obtenue approximativement par des conditions permanentes obtenues en adaptant certains paramètres. Ce constat constitue l'objet principal du chapitre suivant.

Bibliographie

- Bear, J., Jacobs, M., 1965. On the movement of water bodies injected into aquifers. *Journal of Hydrology* 3, 37–57.
- Cornaton, F., 2004. Deterministic models of groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems. Phd, University of Neuchâtel.
- Cornaton, F., 2007. GroundWater, a 3-D ground water flow and transport finite element simulator. Neuchâtel.
- Cornaton, F., Perrochet, P., 2006a. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems : 1. generalized reservoir theory. *Advances in Water Resources* 29 (9), 1267–1291.
- Cornaton, F., Perrochet, P., 2006b. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems ; 2. reservoir theory for sub-drainage basins. *Advances in Water Resources* 29 (9), 1292–1305.
- Cornaton, F., Perrochet, P., Diersch, H.-J., 2004. A finite element formulation of the outlet gradient boundary condition for convective-diffusive transport problems. *International Journal of Numerical Methods in Engineering* 61, 2716 :2732.
- Diersch, H.-J. G., 2005. FEFLOW 5.2, User’s manual. WASY GmbH, Berlin.
- Fang, J., Tacher, L., Parriaux, A., 2005. Backward simulation of the probability of a trace particle reaching a given region. *Probabilistic Engineering Mechanics* 20, 97–101.
- Kinzelbach, W., Ackerer, P., 1986. Modélisation de la propagation d’un contaminant dans un champ d’écoulement transitoire. *Hydrogéologie* 2, 197–206.
- Neupauer, R., Wilson, J., 1999. Adjoint method for obtaining backward-in-time location and travel time probabilities of a conservative ground-water contaminant. *Water Resources Research* 35, 3389–3398.

- Neupauer, R., Wilson, J., 2001. Adjoint-derived location and travel time probabilities for a multidimensional groundwater system. *Water Resources Research* 37 (6), 1657–1668.
- Neupauer, R., Wilson, J., 2002. Backward probabilistic model of groundwater contamination in non-uniform and transient flow. *Advances in Water Resources* 25, 733–746.
- Reilly, T., Pollock, D., 1996. Sources of water to wells for transient cyclic systems. *Ground Water* 34 (6), 979–988.

5

Zones de capture équivalentes

5.1 Introduction

Pour des raisons pratiques essentiellement, les études des processus de transport en milieux poreux sont effectuées, la plupart du temps, en considérant des régimes d'écoulement permanents. Cependant, en situation réelle, un panache de contaminant est soumis aux variations temporelles des conditions de recharge et des conditions aux limites. Ainsi, pour visualiser l'ampleur des fluctuations transitoires, il est souvent recommandé pour les cas d'applications pratiques, d'étudier les écoulements en situations de basses eaux et de hautes eaux, étant supposé que les fluctuations naturelles sont comprises dans l'intervalle défini par ces deux situations extrêmes. Ces recommandations s'appliquent également à la délimitation des zones de capture et de protection des puits de captage d'alimentation en eau potable.

Dans la littérature, les zones de capture transitoires sont généralement déterminées soit par les méthodes de traçage normal ou inverse de particules (*forward or backward particle tracking*) (voir p. ex. Festger and Walter (2002) et Rock and Kupfersberger (2002)) soit par les méthodes stochastiques qui incorporent une composante aléatoire aux méthodes de traçage de particules (voir p.ex. Indelman et al. (2006)).

En régime d'écoulement transitoire, le principe de ces méthodes est de lâcher à chaque pas de temps un certain nombre de particules et de les suivre individuellement jusqu'à ce qu'elles sortent du domaine, soit par le puits, soit par une autre limite infiltrante ou exfiltrante selon le sens d'écoulement

considéré. Les particules captées par le puits sont comptabilisées et des cartes apparentées à des zones de capture appelées *capture efficiency map* sont définies par rapport à la proportion de particules captées par le puits (voir par exemple Festger and Walter (2002) ou Rock and Kupfersberger (2002)).

Ainsi, dans leurs travaux Rock and Kupfersberger (2002) ont pu délimiter les zones de capture transitoires réelles et ont confirmé que les zones de capture permanentes de hautes et de basses eaux délimitent bel et bien la zone de capture transitoire. Cependant, leurs études ont permis de démontrer que l'approche transitoire évite de surdimensionner les mesures de protection et de réduire ainsi les impacts socio-économiques liés aux restrictions de l'utilisation du territoire imposées par les différentes législations.

Pour limiter ces impacts, les scientifiques tentent de déterminer dans quelles conditions d'écoulement le régime transitoire peut être négligé ou pas. Kinzelbach and Ackerer (1986) ainsi que Reilly and Pollock (1996) concluent que le paramètre déterminant est le rapport entre le temps de transit moyen ou « turnover time » τ et la période de fluctuation P . Les résultats du chapitre 4 ont confirmé ces conclusions et ont également permis de les préciser davantage. Si le rapport $\kappa = \tau/P$ est compris dans l'intervalle $[0.5; \kappa_c]$, où la valeur κ_c dépend de la spécificité des sites, alors les effets engendrés par les fluctuations transitoires ne sont pas négligeables et peuvent justifier des études complémentaires pour déterminer les zones de capture transitoires réelles. Si $\kappa \geq \kappa_c$ alors le régime transitoire peut être simulé de manière approximative par le régime d'écoulement moyen et la zone de capture transitoire est similaire à la zone de capture moyenne. Si $\kappa \leq 0.5$ alors les zones de capture *composites maximales et minimales* sont égales, respectivement, aux zones de capture permanentes de basses et de hautes eaux.

Pour les cas intermédiaires pour lesquels il est démontré que le régime transitoire a une importance et où les conditions locales nécessitent une optimisation des mesures de protection, la détermination exacte de la zone de capture réelle déterminée en régime d'écoulement transitoire est justifiée.

Partant de ces conclusions, l'idée développée dans ce chapitre est la suivante : Est-il possible de déterminer des paramètres équivalents qui permettent d'obtenir les zones de capture transitoires à partir des régimes d'écoulement et de transport permanents ?

Les conclusions du chapitre 4 ont montré que dans le contexte des zones de capture, les processus de dispersion étaient secondaires et que les dimensions des zones de capture transitoires étaient essentiellement contrôlées par l'advection, donc par le débit de pompage et par le gradient hydraulique régional.

Ainsi par hypothèse, pour les cas où $0.5 \leq \kappa \leq c$, il est postulé que les zones de capture transitoires peuvent être simulées à partir d'un régime permanent

en modifiant uniquement le débit de pompage par un débit de pompage dit *équivalent*.

Cette hypothèse est vérifiée dans ce chapitre, par l'application de deux approches distinctes. La première se base sur la théorie généralisée des réservoirs (Cornaton, 2004). Les débits équivalents sont obtenus en effectuant le bilan des flux de probabilité sur les limites infiltrantes et exfiltrantes du domaine. Ces méthodes sont applicables quelle que soit la complexité du domaine, mais requièrent la détermination préalable des champs de probabilité transitoires composites $p_{\max}(\mathbf{x}, t)$ et $p_{\min}(\mathbf{x}, t)$. $p_{\max}(\mathbf{x}, t)$ et $p_{\min}(\mathbf{x}, t)$ sont obtenus par les méthodologies décrites dans le chapitre 4. Pour rappel, les zones de capture permanentes et transitoires sont obtenues numériquement avec le logiciel Groundwater en résolvant les équations d'advection-diffusion par la méthode classique des éléments finis mais en inversant le signe du terme advectif (Cornaton, 2007).

La deuxième approche est une méthode empirique développée à partir d'une solution analytique (Bear and Jacobs, 1965) mais n'est applicable que pour les systèmes simples. Cette méthode prend en compte uniquement les processus d'advection.

Aucune référence bibliographique n'a été trouvée concernant la détermination des débits équivalents pour déterminer les zones de capture transitoires. En ce sens, bien que relativement intuitives, les deux approches proposées dans ce chapitre sont relativement novatrices.

5.2 Quelques définitions

Dans ce chapitre, il sera question de comparer des champs de probabilité ou des zones de capture dans différents régimes d'écoulement permanents ou transitoires. Les différents régimes d'écoulement et les différents champs de probabilité sont définis dans cette section.

Dans la réalité, les aquifères sont naturellement soumis à des fluctuations des conditions d'écoulement dont les causes sont variables (fluctuations des niveaux des rivières, variations de la recharge par les précipitations, etc.). Dans ce travail, il est supposé que les conditions d'écoulement oscillent de manière périodique, c'est à dire qu'après un cycle complet de fluctuation de période P , le champ d'écoulement retrouve un état identique.

Ainsi, selon cette hypothèse, en chaque point de l'aquifère, les charges hydrauliques $H(\mathbf{x}, t)$ et les flux hydrauliques $\mathbf{q}(\mathbf{x}, t)$ fluctuent temporellement de manière périodique et passent par des maximaux et des minimaux.

Les flux hydrauliques maximaux et minimaux sont donc obtenus lorsque les conditions aux limites passent elles-mêmes par des maxima ou des minima.

Ainsi, les conditions d'écoulement permanentes de basses eaux et de hautes eaux sont obtenues par ces valeurs maximales et minimales des conditions aux limites.

Par définition, le *régime d'écoulement permanent moyen (MOY)* est défini lorsque les flux hydrauliques correspondent à la moyenne arithmétique des flux hydrauliques transitoires.

Le *régime d'écoulement permanent de hautes eaux (HE)* est défini lorsque les flux hydrauliques transitoires sont maximaux.

Le *régime d'écoulement permanent de basses eaux (BE)* est défini lorsque les flux hydrauliques transitoires sont minimaux.

Il faut préciser que les conditions de hautes eaux et de basses eaux ne correspondent pas nécessairement à un état où les charges hydrauliques sont respectivement maximales et minimales. En effet, dans les systèmes côtiers définis par une limite aval à charge variable par l'effet des marées et une limite amont définie par une charge fixe, les débits maximaux sont simulés à marée basse. À l'inverse, dans un système dont l'exutoire est une limite à charge fixe, tel que pour le niveau d'un lac ou d'une source et pour lequel l'apport hydrique est d'origine météorique, alors les débits maximaux sont mesurés lorsque les niveaux sont hauts. En ce sens, les définitions de hautes et basses eaux ne sont pas très appropriées.

Selon les configurations, cela peut être le cas. Mais parfois les tendances inverses sont observées, tels que dans des systèmes côtiers par exemple.

Ces quelques définitions permettent à leur tour de définir les champs de probabilité ou les zones de capture suivants :

Le *champ de probabilité moyen* $p_{\text{moy}}(\mathbf{x})$ est obtenu en régime d'écoulement permanent moyen et donne la probabilité p_{moy} qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits de captage. $p_{\text{moy}}(\mathbf{x})$ définit la *zone de capture permanente moyenne* du puits de captage.

De même, le *champ de probabilité* $p_{\text{HE}}(\mathbf{x})$ est obtenu en régime d'écoulement permanent de hautes eaux et donne la probabilité p_{HE} qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits. $p_{\text{HE}}(\mathbf{x})$ définit la *zone de capture permanente de hautes eaux*.

Finalement, le *champ de probabilité* $p_{\text{BE}}(\mathbf{x})$ est obtenu en régime d'écoulement permanent de basses eaux et donne la probabilité p_{BE} qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits. $p_{\text{BE}}(\mathbf{x})$ définit la *zone de capture permanente de basses eaux*.

En régime d'écoulement transitoire, les résultats du chapitre 4 montrent que pour des systèmes d'écoulement transitoires périodiques, une fois l'état stationnaire atteint, les probabilités simulées en $\mathbf{x}$ fluctuent périodiquement entre une valeur maximale p_{max} et minimale p_{min} . En enregistrant ces valeurs

maximales et minimales sur l'ensemble du domaine, des champs *composites* de probabilité sont déterminés. Les champs sont dits *composites* car les probabilités maximales et minimales sont obtenues pour des temps qui diffèrent en chaque point du domaine. Ils ne correspondent donc à priori à aucun état instantané de la zone de capture transitoire.

Le *champ de probabilité composite maximal* $p_{\max}(\mathbf{x})$ obtenu en régime d'écoulement transitoire donne la probabilité maximale $p_{\max}$ qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits. $p_{\max}(\mathbf{x})$ définit la *zone de capture composite transitoire maximale*.

Le *champ de probabilité composite minimal* $p_{\min}(\mathbf{x})$ obtenu en régime d'écoulement transitoire donne la probabilité minimale $p_{\min}$ qu'une particule située en $\mathbf{x}$ soit captée tôt ou tard par le puits. $p_{\min}(\mathbf{x})$ définit la *zone de capture composite transitoire minimale* du puits de captage.

5.3 Méthodologie

5.3.1 Détermination des écarts absolus et relatifs

Le premier objectif de ce chapitre est de quantifier les différences entre les zones de capture en régimes permanents de hautes et de basses eaux avec les zones de capture transitoires. Deux critères de comparaison sont définis : les écarts absolus Δp et les écarts relatifs δp . Ces derniers sont calculés en normalisant les écarts absolus par la plus grande des deux valeurs.

En régime permanent, la figure 5.1 montre que les probabilités simulées en basses eaux sont toujours supérieures à celles qui sont simulées en hautes eaux. Pour le régime transitoire, les résultats du chapitre précédent ont démontré que les probabilités de capture étaient toujours comprises entre les probabilités permanentes moyennes et les probabilités permanentes de hautes eaux et de basses eaux (Fig. 5.1).

Par conséquent, afin de comparer le régime transitoire avec les deux régimes permanents, les valeurs élevées sont comparées entre elles, soit $p_{\max}$ et p_{BE} de même que les valeurs faibles, soit $p_{\min}$ et p_{HE} (Fig. 5.1). En vertu des observations faites au chapitre 4, les écarts absolus suivants sont en principe positifs :

$$\Delta p_{\text{steady}} = p_{\text{BE}} - p_{\text{HE}} \quad (5.1a)$$

$$\Delta p_{\text{BE}} = p_{\text{BE}} - p_{\max} \quad (5.1b)$$

$$\Delta p_{\text{HE}} = p_{\min} - p_{\text{HE}} \quad (5.1c)$$

$$\Delta p_{\text{trans}} = p_{\max} - p_{\min} \quad (5.1d)$$

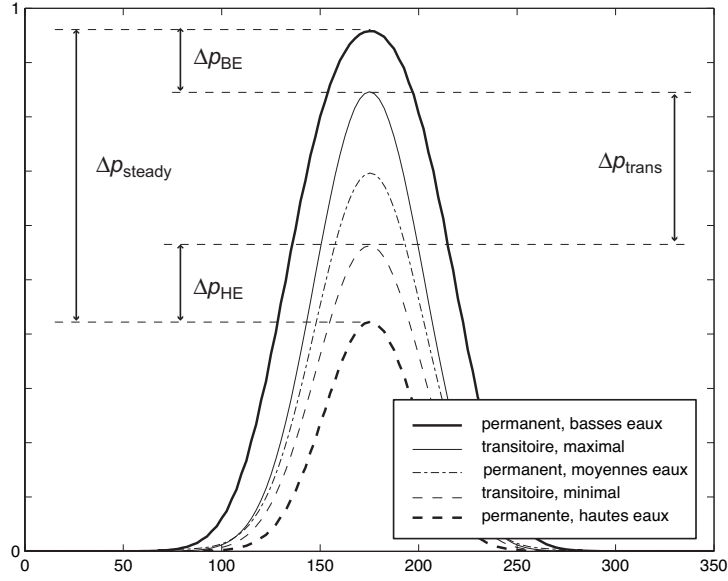


FIG. 5.1 : Coupes transversales théoriques dans l'axe d'écoulement vers le puits des champs de probabilité en régimes d'écoulement permanents de basses, moyennes et hautes eaux ainsi que des champs composites transitoires maximaux et minimaux.

Pour mettre en évidence d'éventuels effets de dispersion supplémentaires, effets qui auraient tendance à s'amplifier avec la distance, les écarts relatifs δp sont également calculés par :

$$\delta p_{\text{steady}} = \frac{p_{\text{BE}} - p_{\text{HE}}}{p_{\text{BE}}} \quad (5.2a)$$

$$\delta p_{\text{BE}} = \frac{p_{\text{BE}} - p_{\text{max}}}{p_{\text{BE}}} \quad (5.2b)$$

$$\delta p_{\text{HE}} = \frac{p_{\text{min}} - p_{\text{HE}}}{p_{\text{min}}} \quad (5.2c)$$

$$\delta p_{\text{trans}} = \frac{p_{\text{max}} - p_{\text{min}}}{p_{\text{max}}} \quad (5.2d)$$

Les distributions spatiales des écarts absolus et relatifs sont illustrés pour deux champs de probabilité schématiques obtenus avec deux flux hydrauliques régionaux F_1 et F_2 . La figure 5.2-A représente une coupe longitudinale du champ de probabilité, dans l'axe du puits, et la figure 5.2-B représente une coupe transversale en amont du puits.

La figure 5.2-A montre qu'en régimes permanents et transitoires, par effet de dispersion et de dilution, les probabilités tendent vers zéro lorsque la distance au puits devient très grande. Cette tendance s'observe quels que soient les paramètres du modèle. Par conséquent, les écarts absolus tendent

à s'annuler. À l'inverse, à proximité du puits, les probabilités sont proches de 1 quel que soit le régime considéré et les écarts absolus tendent aussi à s'annuler (Fig. 5.2-A). Entre les deux, la figure 5.2-A montre que les écarts passent par un maximum, $\Delta_{\max}$, dont la localisation dépend de la paramétrisation des modèles. La figure 5.2-A indique que les écarts relatifs augmentent continuellement avec la distance pour tendre asymptotiquement vers 1.

Transversalement, la figure 5.2-B montre que les écarts absolus sont maximaux dans deux zones décalées latéralement par rapport à l'axe du puits de captage. Au-delà de cette zone, ces écarts tendent vers 0. Les écarts relatifs sont minimaux dans l'axe du puits et croissent en s'éloignant transversalement de l'axe en tendant vers 1 (Fig. 5.2-B).

L'analyse des distributions spatiales des écarts absolus et relatifs pour des cas simples en milieu homogène et hétérogène est effectuée plus loin dans ce chapitre à la section 5.4.

5.3.2 Détermination des paramètres équivalents

Le deuxième objectif de ce chapitre est de déterminer des paramètres équivalents qui simulent en régime d'écoulement permanent les champs composites de probabilités maximales et minimales simulées en régime transitoire.

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent ont mis en évidence qu'en régime d'écoulement transitoire, les fluctuations des probabilités sont principalement contrôlées par l'advection. Bien que des effets de dispersion supplémentaire soient également observés, ces derniers jouent un rôle secondaire pour la plupart des cas étudiés dans ce chapitre.

Pour une nappe captive, homogène et isotrope, d'épaisseur constante e [L], (Bear and Jacobs, 1965) ont montré que la dimension latérale w [L] des zones de capture advectives ou zone d'appel est contrôlée d'une part par le débit de pompage Q_w [L³/T] et, d'autre part, par le flux hydraulique régional moyen F [L²/T], selon l'équation :

$$w = \frac{Q_w}{F e} \quad (5.3)$$

Par conséquent, selon l'équation 5.3, deux zones de capture calculées pour deux champs d'écoulement distincts, qui diffèrent par le gradient hydraulique régional, devraient pouvoir être retrouvés en modifiant uniquement le débit de pompage de manière inversement proportionnelle. Si le flux régional double en intensité, la zone d'appel peut être retrouvée en réduisant de moitié le débit de pompage.

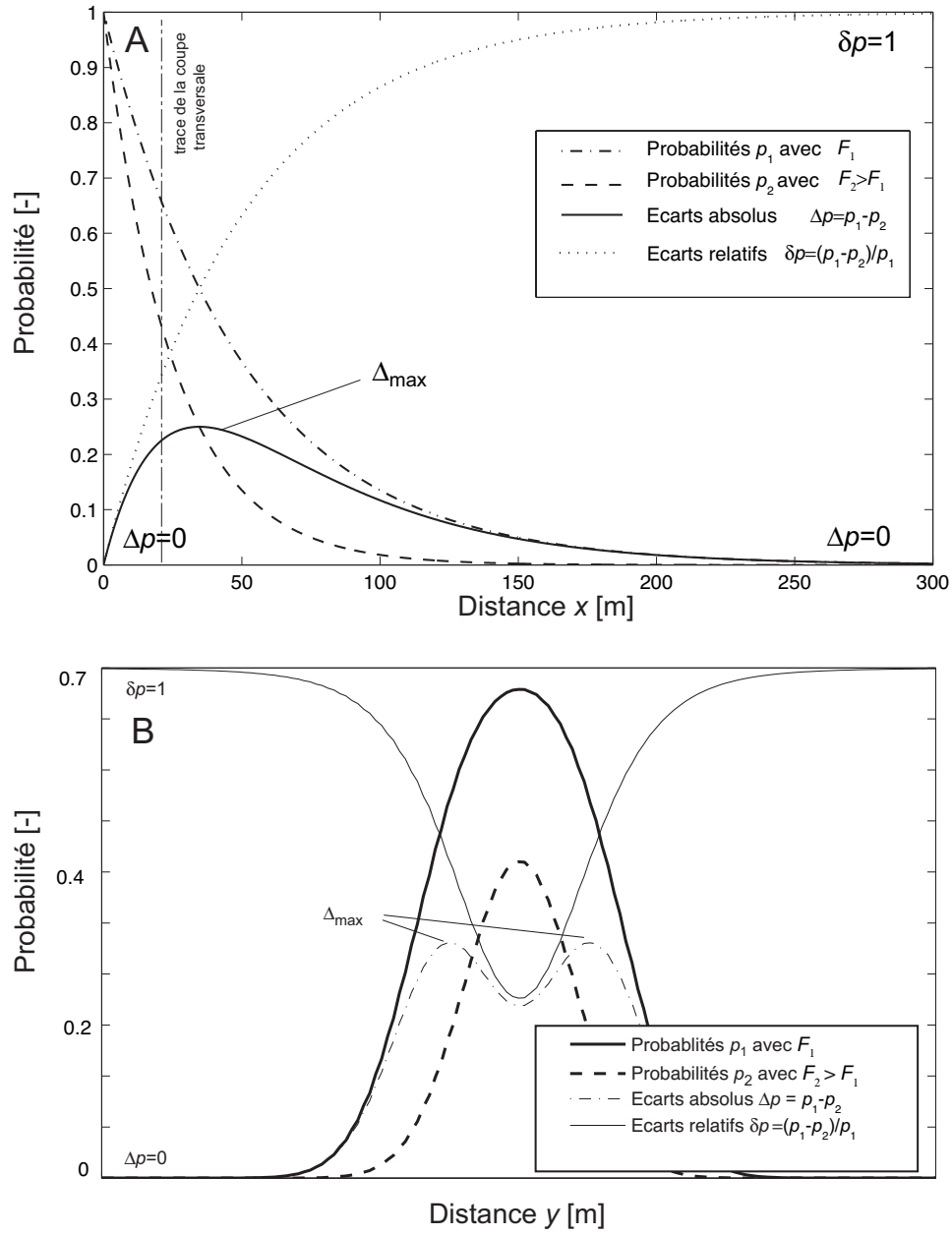


FIG. 5.2 : Distributions longitudinales (A) et transversales (B) théoriques des écarts absolus et relatifs pour deux conditions d'écoulement distinctes définies par les flux hydrauliques F_1 et F_2 .

En observant la ressemblance des champs composites de probabilités transitoires maximales et minimales avec les champs de probabilité permanents, il est postulé que les deux champs composites peuvent également être simulés par des conditions d'écoulement permanentes définies par un *débit de pompage équivalent* et/ou par un *flux hydraulique régional équivalent*.

Dans ce chapitre, deux méthodes sont proposées pour déterminer ces paramètres équivalents : une approche numérique qui prend en compte les aspects dispersifs (Cornaton, 2004) et une approche analytique développée à partir des équations de Bear and Jacobs (1965) qui considère uniquement les processus advectifs.

Approche numérique

Pour les modèles simples décrits dans ce chapitre où il n'y a pas d'infiltration par les précipitations les zones de capture sont calculées par les méthodes numériques similaires à celles utilisées dans le chapitre 4.

Pour rappel ces méthodes, dites « arrières » consistent à résoudre une forme adjointe de l'équation d'advection diffusion en inversant le terme advectif et pour laquelle les conditions initiales et aux limites sont adaptées. Cornaton (2004) montre que cette méthode peut être appliquée pour obtenir le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule d'eau située en $\mathbf{x}$ soit captée par le puits en un temps inférieur à t (cf. chapitre 2 et 4 pour les détails).

Ces champs de probabilité sont obtenus en imposant une probabilité $p = 1$ à l'exutoire dont la zone de capture est considérée et $p = 0$ sur toutes les autres limites exfiltrantes Γ_+ du domaine.

En définissant les conditions aux limites de la sorte, les calculs de bilans de probabilité montrent que le débit de pompage est égale à l'intégrale des flux de probabilité le long des limites infiltrantes Γ_- du domaine (Cornaton, 2004), selon l'équation :

$$\underbrace{Q_w 1}_{flux\ total} = - \int_{\Gamma_-} \left[\underbrace{-\mathbf{q}p(\mathbf{x})}_{flux\ advectif} + \underbrace{\theta \mathbf{D} \nabla p(\mathbf{x})}_{flux\ dispersif} \right] \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.4)$$

Le champ de probabilité est obtenu par l'équation d'advection-diffusion et comme pour toute substance dissoute, les flux résultent d'une composante advective et dispersive. Elles offrent également l'avantage d'être applicables quelle que soit la complexité du modèle.

Pour les régimes d'écoulement permanents, le logiciel Groundwater (Cornaton, 2007) permet de calculer les bilans de probabilité. Cependant, pour les

zones de capture composites maximales et minimales les bilans de probabilité sont calculés par des modules externes qui ne prennent pas en compte la composante dispersive. En effet, des analyses en régime permanent ont montré que cette dernière est négligeable dans les systèmes considérés dans ce chapitre. Ainsi pour uniformiser les résultats, la composante dispersive est volontairement négligée pour l'ensemble des bilans de probabilité, en régime permanent comme en régime transitoire.

Cette méthode est appliquée, en premier lieu, à un régime permanent de basses eaux. Le champ de probabilité $p_{BE}(\mathbf{x})$ est défini par un flux infiltrant $\mathbf{q}_{BE}$ le long de la limite amont Γ_- (Fig. 5.3-a). Dans ce cas, le bilan des probabilités, en négligeant le flux dispersif est écrit de la manière suivante :

$$Q_w = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{BE} p_{BE}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.5)$$

où Q_w est le débit pompé.

De manière similaire, pour un régime permanent quelconque de hautes eaux caractérisé par un flux hydraulique infiltrant $\mathbf{q}_{HE}$, le bilan de probabilité est :

$$Q_w = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{HE} p_{HE}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.6)$$

Equivalence entre le régime permanent de hautes eaux et de basses eaux

Lorsque seuls les processus d'advection sont pris en compte, les solutions analytiques montrent que la dimension de la zone de capture est proportionnelle au débit de pompage et inversement proportionnelle au flux hydraulique moyen. Ainsi, il est supposé que ces relations sont également valables lorsque les processus de dispersion sont pris en compte.

Selon cette hypothèse, la zone de capture en hautes eaux p_{HE} peut être obtenue en conditions d'écoulement de basses eaux $\mathbf{q}_{BE}$ combinée à un débit spécifique de pompage équivalent $Q_{BE \rightarrow HE}$ inférieur à Q_w (Fig. 5.3-c). Dans ce cas, le bilan des flux de probabilités peut être reformulé par :

$$Q_{BE \rightarrow HE} = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{BE} p_{HE}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.7)$$

À l'inverse, en modifiant le débit de pompage Q_w par un débit équivalent supérieur $Q_{HE \rightarrow BE}$, la zone de capture de basses eaux $p_{BE}(\mathbf{x}_{\Gamma_-})$ pourrait être simulée à partir du régime d'écoulement permanent de hautes eaux ($\mathbf{q}_{HE}$). Le débit équivalent $Q_{HE \rightarrow BE}$ serait alors défini par l'équation suivante :

$$Q_{HE \rightarrow BE} = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{HE} p_{BE}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.8)$$

Equivalence entre les régimes permanents et le régime transitoire

De manière similaire, selon l'hypothèse que les champs composites des probabilités maximales et minimales puissent être obtenus par approximation par des zones de capture en régime permanent équivalent, le champ composite des probabilités maximales transitoires $p_{\max}(\mathbf{x})$ est estimé à partir du régime d'écoulement permanent de basses eaux ($\mathbf{q}_{BE}$) mais avec un débit de pompage équivalent $Q_{BE \rightarrow \max}$ inférieur à Q_w . Le débit de pompage équivalent $Q_{BE \rightarrow \max}$ serait alors déterminé par l'équation suivante :

$$Q_{BE \rightarrow \max} = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{BE} p_{\max}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.9)$$

À l'inverse, le champ composite des probabilités minimales transitoires, $p(\mathbf{x}_{\Gamma_-, \min})$ pourrait être estimé à partir du régime d'écoulement permanent de hautes eaux ($\mathbf{q}_{HE}$) avec un débit de pompage équivalent $Q_{HE \rightarrow \min}$ supérieur à Q_w . $Q_{HE \rightarrow \min}$ serait alors défini par l'équation suivante :

$$Q_{HE \rightarrow \min} = - \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_{HE} p_{\min}(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (5.10)$$

A nouveau, l'ensemble de ces hypothèses de travail sont vérifiées pour des cas d'application numériques pour des milieux homogènes et hétérogènes présentés à la section 5.4.

Approche analytique

Pour les systèmes simples composés d'un puits de captage unique, en milieu homogène et confiné, dont les écoulements sont horizontaux et dont les processus de transport sont dominés par l'advection, une deuxième approche

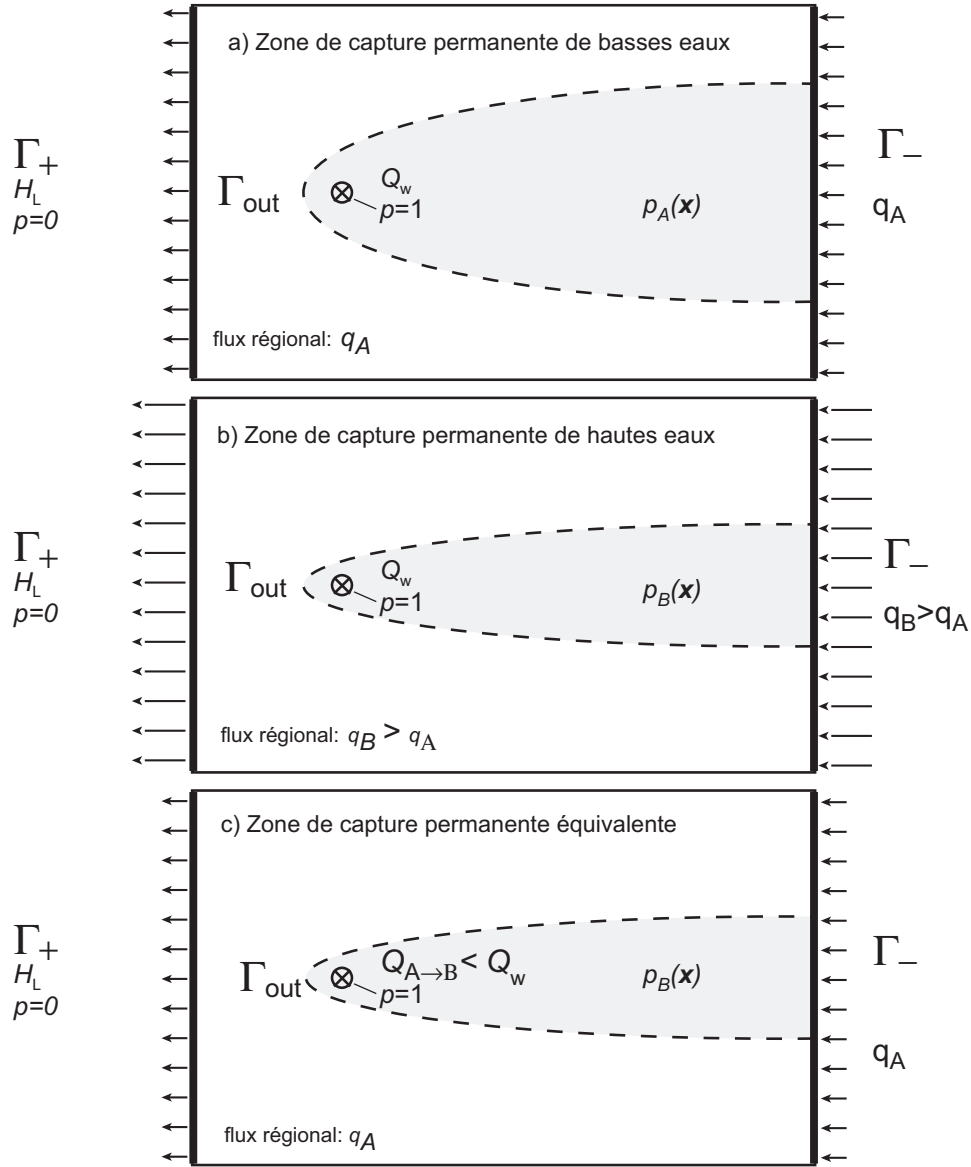


FIG. 5.3 : Représentation schématique d'un champ de probabilité dans (a) un cas de régime permanent « A » de basses eaux, (b) un cas de régime permanent « B » de hautes eaux, et (c) un cas équivalent où le champ de probabilité p_B est simulé dans le cas du régime d'écoulement A avec un débit équivalent $Q_{A \rightarrow B}$ inférieur à Q_w .

de détermination des débits de pompage équivalents est développée à partir des solutions analytiques de Bear and Jacobs (1965).

Pour rappel, selon leurs équations, la largeur de la zone de capture y également appelée *zone d'appel* est proportionnelle au débit de pompage Q_w et inversement proportionnelle au flux régional préexistant F (Fig. 5.4).

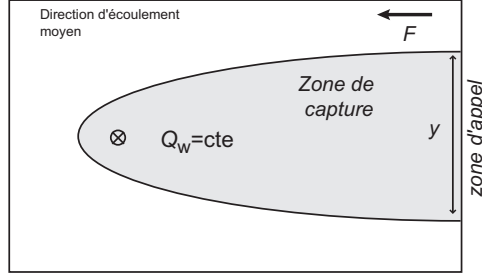


FIG. 5.4 : Représentation schématique de la zone de capture et de la zone d'appel y déterminée par bilan de flux.

Equivalence entre le régime permanent de hautes eaux et de basses eaux

Pour un régime permanent quelconque de basses eaux, la formule de Bear and Jacobs (1965) peut être formulée comme suit :

$$y_{BE} = \frac{Q_w}{bK\iota_{BE}} = \frac{Q_w}{F_{BE}} \quad (5.11)$$

En régime permanent de hautes eaux, avec un débit de pompage Q_w identique, la formule est analogue :

$$y_{HE} = \frac{Q_w}{F_{HE}} \quad (5.12)$$

Le principe appliqué ci-dessous est le même que pour l'approche numérique. L'objectif est de déterminer un débit de pompage équivalent $Q_{BE \rightarrow HE}$ plus petit que Q_w qui simule en régime permanent de basses eaux défini ici par F_{BE} , la zone de capture en hautes eaux dont la largeur de la zone d'appel est y_{HE} , soit :

$$y_{HE} = \frac{Q_{BE \rightarrow HE}}{F_{BE}} \quad \rightarrow \quad Q_{BE \rightarrow HE} = F_{BE} y_{HE} \quad (5.13)$$

$Q_{\text{BE} \rightarrow \text{HE}}$ est déterminé en substituant l'équation 5.12 dans l'équation 5.13 :

$$Q_{\text{BE} \rightarrow \text{HE}} = Q_w \cdot \frac{q_{\text{BE}}}{F_{\text{HE}}} \quad (5.14)$$

De manière similaire, un autre débit de pompage équivalent $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{BE}}$, cette fois plus grand que Q_w , peut être calculé pour simuler en conditions de hautes eaux, la zone de capture en basses eaux. Ce débit se calcule par :

$$Q_{\text{HE} \rightarrow \text{BE}} = Q_w \cdot \frac{F_{\text{HE}}}{F_{\text{BE}}} \quad (5.15)$$

Equivalence entre les régimes permanents et le régime transitoire

Des bilans de flux permettent de montrer qu ces solutions analytiques sont exactes pour des domaines 2D horizontal, d'épaisseur constante en régime permanent et avec un écoulement naturel uniforme, leur validité en régime d'écoulement transitoire reste encore à démontrer. Les champs composites des probabilités maximales et minimales sont donc supposés comme étant similaires à des champs de probabilité permanents équivalents et que des bilans de probabilité peuvent être reformulés pour simuler les zones de capture composites transitoires à partir des régimes permanents de hautes ou de basses eaux.

Ainsi, pour simuler approximativement le champ composite des probabilités maximales transitoires p_{max} à partir du champ de probabilité permanent de basses eaux p_{BE} , qui est d'extension plus importante, le débit de pompage équivalent $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{max}}$ doit être inférieur à Q_w . Par analogie aux équations 5.14 et 5.15, $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{max}}$ est défini par :

$$Q_{\text{BE} \rightarrow \text{max}} = Q_w \cdot \frac{F_{\text{BE}}}{F_{\text{max}}} \quad (5.16)$$

À l'inverse, pour simuler la zone de capture composite transitoire minimale p_{min} à partir du régime permanent de hautes eaux p_{HE} , le débit équivalent $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{min}}$ doit être plus élevé que Q_w . $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{min}}$ est défini par :

$$Q_{\text{HE} \rightarrow \text{min}} = Q_w \cdot \frac{F_{\text{HE}}}{F_{\text{min}}} \quad (5.17)$$

Contrairement aux situations permanentes décrites précédemment, les flux hydrauliques transitoires équivalents F_{max} et F_{min} sont inconnus et doivent être déterminés préalablement.

Estimation des flux hydrauliques transitoires équivalents

Pour déterminer de manière approximative les flux hydrauliques transitoires équivalents $F_{\max}$ et $F_{\min}$, une solution empirique est proposée dans cette section.

La solution repose sur les conclusions du chapitre 4, à savoir que les dimensions des zones de capture composites transitoires dépendent principalement de l'amplitude et de la période de fluctuation du champ d'écoulement. Il a été démontré dans le chapitre 4 que le rapport κ entre le temps de transit moyen τ et la période de fluctuation P est déterminant pour déterminer si le régime transitoire peut être obtenu approximativement par des conditions d'écoulement permanentes ou pas.

Dans le chapitre 4, deux règles avaient pu être établies :

1. Si les périodes de fluctuations P sont supérieures ou égales au double du temps de transit moyen τ , soit si $\kappa < \frac{1}{2}$ ou si $P \geq 2\tau$, alors les probabilités maximales et minimales transitoires sont égales aux probabilités simulées en conditions permanentes de hautes et de basses eaux.
2. Si les périodes de fluctuations sont suffisamment petites par rapport à τ , ou si le rapport entre les deux est inférieur à un facteur κ_c qui dépend des paramètres d'écoulement et de transport, soit si $\kappa_c < \tau/P$, alors le régime transitoire peut être simulé de manière approximative par les conditions permanentes moyennes.

Pour la détermination des débits de pompage équivalents, il est cependant nécessaire d'ajuster quelque peu la première règle. En effet, en période de hautes eaux, les écoulements sont par définition plus rapides qu'en période de basses eaux. Par conséquent, le temps nécessaire pour que la zone de capture transitoire atteigne un état permanent est plus court en hautes eaux qu'en basses eaux. Ainsi κ est différent selon qu'il s'agisse du régime transitoire maximum ou minimum qui est simulé.

Par conséquent les rapports $\kappa_{\max} = \tau_{\max}/P$ et $\kappa_{\min} = \tau_{\min}/P$ doivent être considérés.

$\kappa_{\max}$ est déterminant pour savoir si la zone de capture maximale peut être approximée par le régime permanent moyen ou par le régime permanent de basses eaux. À l'inverse, $\kappa_{\min}$ est déterminant pour savoir si la zone de capture minimale peut être approximée par le régime permanent moyen ou par le régime permanent de hautes eaux.

Cependant, les temps de transit équivalents $\tau_{\max}$ et $\tau_{\min}$ sont inconnus. Mais nous savons que $\tau_{\max}$ est compris entre le temps de transit moyen τ_{moy} et le temps de transit de basses eaux τ_{BE} et est fonction de P . Pour $\tau_{\max}$, les deux valeurs extrêmes sont ainsi :

1. $\tau_{\max} = \tau_{\text{moy}}$, si $P = 0$ ou $\kappa_{\max} = \infty$
2. $\tau_{\max} = \tau_{\text{BE}}$, si $P = 2\tau_{\text{BE}}$ ou $\kappa_{\min} = 0.5$, alors

En admettant en première approximation une variation linéaire entre ces deux extrêmes, $\tau_{\max}$ croît linéairement en fonction de $1/\kappa_{\max}$, on obtient la fonction quadratique :

$$\tau_{\max} = \tau_{\text{moy}} + (\tau_{\text{BE}} - \tau_{\text{moy}}) \frac{P}{2\tau_{\max}} \quad (5.18)$$

dont les solutions sont :

$$\begin{cases} \tau_{\max} = \tau_{\text{BE}} & \text{pour } P \geq 2\tau_{\text{BE}}, \\ \tau_{\max} = \tau_{\text{moy}}/2 + \frac{1}{2}\sqrt{\tau_{\text{moy}}^2 + 2P(\tau_{\text{BE}} - \tau_{\text{moy}})} & \text{pour } P \leq 2\tau_{\text{BE}}. \end{cases} \quad (5.19)$$

On peut aisément vérifier que si $P = 0$, soit s'il n'y a plus de fluctuations, l'équation 5.19 donne $\tau_{\max} = \tau_{\text{moy}}$ et que si $P = 2\tau_{\text{BE}}$, l'équation 5.19 donne bien $\tau_{\max} = \tau_{\text{BE}}$

Ensuite, de manière similaire, les gradients hydrauliques ou les flux hydrauliques maximum équivalents ($q_{\max}$) sont estimés à partir des conditions permanentes moyennes et de basses eaux. Il est admis que $F_{\max}$ est compris entre F_{BE} et F_{moy} et qu'il croît linéairement en fonction de la période P .

Ainsi pour les basses eaux, le régime d'écoulement permanent équivalent qui simule le champ composite des probabilités maximales transitoires, est déterminé de la manière suivante :

$$F_{\max} = F_{\text{MOY}} + (F_{\text{BE}} - F_{\text{MOY}}) \cdot \frac{P}{2\tau_{\max}} \quad (5.20)$$

où P est la période de fluctuation, $\tau_{\max}$ le temps de transit maximum équivalent, F_{MOY} le gradient hydraulique moyen et F_{BE} le flux hydraulique en condition de basses eaux.

Il peut être aisément vérifié, que pour les longues périodes, si $P = 2\tau_{\text{BE}}$, l'équation 5.19 donne $\tau_{\max} = \tau_{\text{BE}}$ et l'équation 5.20 donne $F_{\max} = F_{\text{BE}}$. La zone de capture transitoire maximale et la zone de capture permanente de basses eaux sont identiques. À l'inverse, si $P=0$, c'est-à-dire, lorsqu'il n'y a pas de fluctuation des gradients hydrauliques, on trouve que la zone de capture transitoire maximale est approximée par des conditions d'écoulement

moyennes, soit $\tau_{\max} = \tau_{\text{moy}}$ et $F_{\max} = F_{\text{moy}}$. Entre les deux, $F_{\max}$ varie linéairement entre F_{moy} et F_{BE} .

De manière similaire, le régime transitoire minimal est simulé à partir des conditions équivalentes de hautes eaux. En admettant en première approximation une variation linéaire entre ces deux extrêmes, $\tau_{\min}$ croît linéairement en fonction de $1/\kappa_{\min}$, on obtient la fonction quadratique :

$$\tau_{\min} = \tau_{\text{moy}} + (\tau_{\text{HE}} - \tau_{\text{MOY}}) \frac{P}{2\tau_{\min}} \quad (5.21)$$

dont les solutions sont :

$$\begin{cases} \tau_{\min} = \tau_{\text{HE}} & \text{pour } P \geq 2\tau_{\text{HE}} \\ \tau_{\min} = \tau_{\text{moy}}/2 + \frac{1}{2}\sqrt{\tau_{\text{moy}}^2 - 2P(\tau_{\text{moy}} - \tau_{\text{HE}})} & \text{pour } P \leq 2\tau_{\text{HE}} \\ & \text{et pour } 2\tau_{\text{HE}} \geq \tau_{\text{moy}} \\ \tau_{\min} = \tau_{\text{moy}}/2 - \frac{1}{2}\sqrt{\tau_{\text{moy}}^2 - 2P(\tau_{\text{moy}} - \tau_{\text{HE}})} & \text{pour } P \leq 2\tau_{\text{HE}} \\ & \text{et pour } 2\tau_{\text{HE}} \leq \tau_{\text{moy}} \end{cases} \quad (5.22)$$

Le flux hydraulique transitoire minimum équivalent ($F_{\min}$) est finalement obtenu par :

$$F_{\min} = F_{\text{MOY}} - (F_{\text{MOY}} - F_{\text{HE}}) \cdot \frac{P}{2\tau_{\min}} \quad (5.23)$$

Des exemples d'application numérique sont illustrés dans la section suivante.

5.4 Résultats

5.4.1 Zones de capture en milieu homogène

Les exemples qui suivent se basent sur les modèles définis dans le chapitre 4.3 page 120, à savoir un domaine rectangulaire de 600 m x 350 m défini par des limites à charge imposée en amont et en aval et des limites latérales imperméables. Pour la situation de moyennes eaux, la charge imposée à l'aval est $H_L = 40$ m. Un puits dont le débit de pompage est $Q_w = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$ est localisé au milieu du domaine.

L'aquifère est considéré comme captif, homogène et isotrope, avec une épaisseur constante $b = 1$ m et une conductivité hydraulique $K = 10^{-4}$ m/s. Le

coefficient d'emménagement est $S_s = 10^{-4}$. L'apport par les précipitations est considéré comme nul. Les coefficients de dispersivités longitudinales et transverses sont $\alpha_L = 5$ m et $\alpha_T = 0.5$ m. La diffusion moléculaire est $D_m = 10^{-9}$ m²/s et la porosité est $n = 0.3$.

5.4.2 Comparaison entre le régime permanent de hautes eaux et de basses eaux

Afin de vérifier les méthodes décrites précédemment, le premier exemple numérique compare une situation permanente de basses eaux avec une situation permanente de hautes eaux. Toutes deux sont définies par rapport aux conditions extrêmes d'un régime transitoire dont la charge aval varie avec une amplitude de 5 m.

La situation permanente de basses eaux est définie par une limite aval de type Dirichlet dont la charge imposée constante est $H_L = 45$ m et une limite amont du même type dont la charge imposée est $H_D = 51.43$ m. Le gradient hydraulique régional est de 1 % et le flux moyen entrant sur la limite amont en période de pompage est $F_{BE} = 0.1$ m²/j. Le débit de pompage est $Q_w = 8.64$ m³/j. Ces conditions d'écoulement permettent d'obtenir le champ de probabilité permanent de basses eaux $p_{BE}(\mathbf{x})$ (Fig. 5.7-a).

De manière équivalente, la situation permanente de hautes eaux est définie par une limite aval constante de type Dirichlet où la charge imposée est $H_L = 35$ m. La limite amont est également définie par une limite à charge constante imposée, $H_D = 51.43$ m. Le gradient hydraulique régional est de 2.7 % et le flux moyen entrant sur la limite amont est $F_{HE} = 0.245$ m/j. Le débit de pompage est $Q_w = 8.64$ m³/j. Ces conditions d'écoulement permettent de définir le champ de probabilité de hautes eaux $p_{HE}(\mathbf{x})$ (Fig. 5.7-b).

Selon les équations 5.1 et 5.2, les écarts absolus et relatifs sont calculés sur l'ensemble du domaine et leur distributions spatiales sont représentées respectivement par les figures 5.5-c et 5.5-d.

La figure 5.5-c montre que les écarts absolus les plus importants atteignent les 100% et sont localisés dans la zone du point de stagnation ainsi qu'en amont du puits dans deux zones décalées transversalement de l'axe longitudinal. En moyenne, les écarts absolus sont d'environ 24%. L'annexe 5.5-d montre que les écarts relatifs augmentent en s'éloignant longitudinalement et transversalement en amont du puits de captage. Ces deux tendances confirment celles qui sont observées pour le cas théorique des figures 5.2-A et 5.2-B.

La méthode numérique de détermination des débits équivalents décrite précédemment et basée sur les probabilités de capture est tout d'abord vérifiée pour la situation de basses eaux. Les calculs du bilan des flux de probabilité

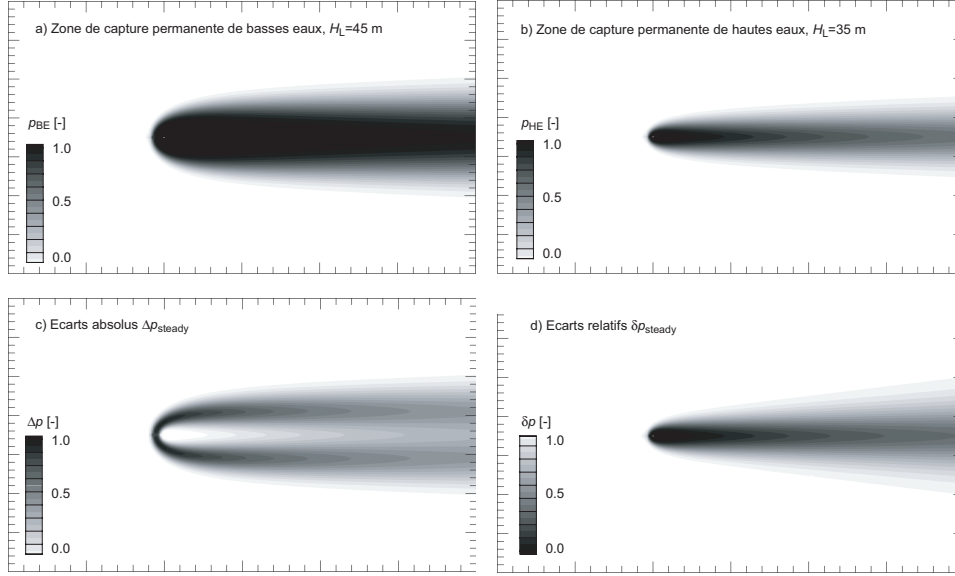


FIG. 5.5 : Zones de capture en régime d'écoulement permanent. a) Champ de probabilité en situation de basses eaux ($H_L = 45$ m). b) Champ de probabilité en situation de hautes eaux ($H_L = 35$ m). c) Ecart absolu Δp_{steady} . d) Ecart relatif δp_{steady} .

obtenus par l'équation 5.5 donnent un débit de pompage de $8.58 \text{ m}^3/\text{j}$ qui est légèrement inférieur au vrai débit de pompage $Q_w = 8.64 \text{ m}^3/\text{j}$. De même pour les hautes eaux, l'équation 5.6 donne un débit de $8.86 \text{ m}^3/\text{j}$ légèrement supérieur à Q_w .

Ensuite, le champ de probabilité de hautes eaux est estimé à partir des écoulements en basses eaux. L'équation 5.7, donne un débit équivalent $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{HE}} = 3.61 \text{ m}^3/\text{j}$ qui est, comme attendu, inférieur à Q_w . La figure 5.6-A montre qu'avec un tel débit, la zone de capture équivalente est très proche de la vraie zone de capture de hautes eaux.

Finalement, le champ de probabilité de basses eaux est estimé à partir des écoulements en hautes eaux. L'équation 5.8 donne un débit équivalent $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{BE}} = 21.01 \text{ m}^3/\text{j}$ supérieur à Q_w . À nouveau, la zone de capture équivalente est très proche de la vraie zone de capture de basses eaux (Fig. 5.6-B).

La méthode analytique basée sur les bilans de masse globale donne des débits équivalents $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{HE}} = 3.38 \text{ m}^3/\text{j}$ et $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{BE}} = 22.08 \text{ m}^3/\text{j}$. Avec ces débits équivalents les zones de capture sont très proches des vraies zones de capture (Figs. 5.6-A et 5.6-B). Dans ces cas, les méthodes analytiques donnent des résultats quasi exacts mais en négligeant la dispersion. L'approche numérique donne des résultats légèrement moins précis, mais permet de prendre en compte les effets dispersifs. Ces imprécisions sont dues au

fait que dans l'approche numérique, la composante dispersive du flux de probabilité est négligée.

5.4.3 Comparaison entre les régimes permanents et le régime transitoire

En appliquant les mêmes méthodes, les champs composites des probabilités maximales et minimales obtenus en régime transitoire sont simulés à partir des conditions permanentes de basses eaux et de hautes eaux avec des débits équivalents calculés par l'approche numérique et par l'approche analytique.

Le champ de probabilité en basses eaux $p_{BE}(\mathbf{x})$ est comparé avec le champ composite des probabilités maximales $p_{max}(\mathbf{x})$ simulé en régime d'écoulement transitoire. Les écarts absolus et relatifs sont présentés respectivement par les figures 5.7-e et 5.7-g.

De même, $p_{HE}(\mathbf{x})$ est comparé avec $p_{min}(\mathbf{x})$. Les écarts absolus et relatifs sont représentés respectivement par la figure 5.7-f et 5.7-h.

Tout d'abord, les distributions spatiales des écarts absolus montrent que les écarts les plus importants sont localisés dans la zone de point de stagnation ainsi que dans deux zones décalées transversalement par rapport à l'axe longitudinal du puits. Pour les basses eaux, les écarts absolus maximaux sont de $\sim 40\%$ et sont atteints à une distance en amont d'environ 100 m en x et 35 m en y (Fig. 5.7-e). Pour les hautes eaux, les tendances observées sont similaires et les écarts maximaux sont de $\sim 13\%$ et sont atteints à une distance d'environ 250 m en x et 20 m en y (Fig. 5.7-f).

Ensuite, longitudinalement, les écarts absolus passent par un maximum à une distance qui dépend de l'amplitude et de la période de fluctuation. Cependant, pour une amplitude de 5 m, les cartes 5.7-e et 5.7-f montrent que le maximum n'est pas atteint dans les limites du domaine. Seule l'allure générale des distributions laisse supposer que les écarts absolus diminueront au-delà de cette distance.

De plus, selon les paramètres, les écarts absolus sont négatifs dans la zone du point de stagnation. Cela signifie que les probabilités transitoires sont au-delà des probabilités permanentes extrêmes. Ces valeurs négatives entraînent des aberrations numériques pour les calculs des écarts relatifs.

Finalement, l'allure générale des distributions des écarts absolus en hautes eaux comme en basses eaux montre que les champs composites des probabilités maximales et minimales transitoires sont identiques aux distributions des écarts entre les deux régimes d'écoulement permanents extrêmes. Cela est interprété par le fait que les dimensions des zones de capture transitoires sont également contrôlées principalement par l'advection et que les

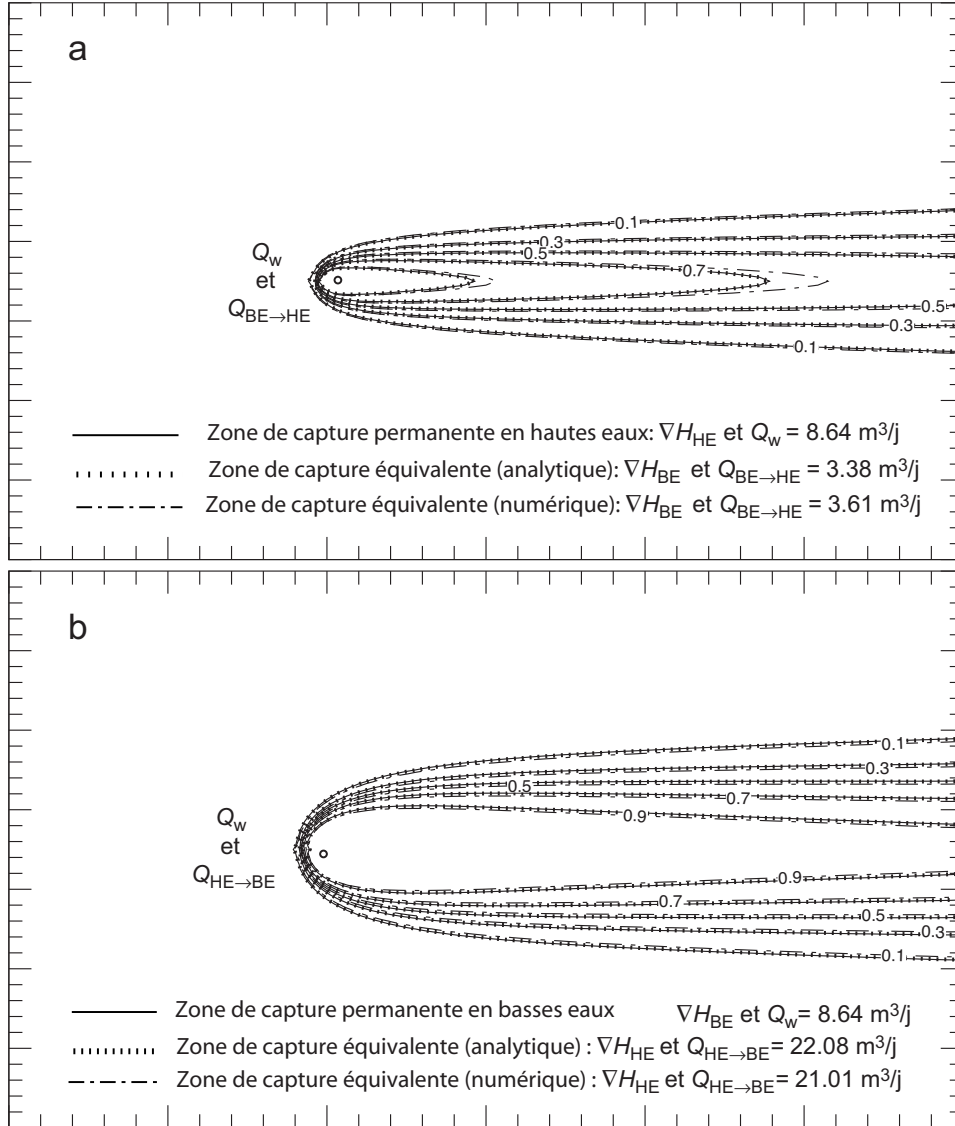


FIG. 5.6 : a. Comparaison entre la zone de capture permanente de hautes eaux et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow HE}$. b. Comparaison entre la zone de capture permanente de basses eaux et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow BE}$.

dispersions supplémentaires induites par les fluctuations transitoires sont secondaires.

Pour les écarts relatifs, les figures 5.7-f et 5.7-h montrent que les écarts relatifs tendent vers 1 en s'éloignant longitudinalement vers l'amont et transversalement par rapport à l'axe longitudinale.

Les résultats du tableau C.2 montrent que longitudinalement, les écarts relatifs sont légèrement plus importants pour les périodes courtes que pour les périodes longues. Ces différences pourraient refléter les effets secondaires de dispersion supplémentaire qui sont en effet plus importants pour les périodes courtes.

Cependant l'allure générale des distributions des écarts relatifs confirme que les zones de capture transitoires sont principalement contrôlées par les processus d'advection.

La zone de capture maximale transitoire est simulée à partir des conditions de basses eaux. Il faut calculer dans un premier temps le temps de transit équivalent $\tau_{\max}$ avec l'équation 5.19. Dans un deuxième temps, le flux hydraulique équivalent $F_{\max}$ est calculé par l'équation 5.16. Et finalement, le débit équivalent $Q_{\text{BE} \rightarrow \max}$ est obtenu par l'équation 5.20. Les valeurs numériques sont les suivantes : $F_{\text{moy}}=0.173 \text{ m}^2/\text{j}$, $F_{\text{BE}}=0.1 \text{ m}^2/\text{j}$, $P=300 \text{ j}$, $\tau_{\text{moy}}=685 \text{ j}$ et $\tau_{\text{BE}}=1162 \text{ j}$ (Tab. 5.1).

L'équation 5.19 donne $\tau_{\max}=777 \text{ j}$ et l'équation 5.20 donne $F_{\max}=0.146 \text{ m}^2/\text{j}$. L'approche analytique donne un débit équivalent $Q_{\text{BE} \rightarrow \max}=5.31 \text{ m}^3/\text{j}$ et l'approche numérique donne $Q_{\text{BE} \rightarrow \max}=5.19 \text{ m}^3/\text{j}$. Les zones de capture équivalentes obtenues avec les deux valeurs de $Q_{\text{BE} \rightarrow \max}$ sont comparées avec la zone de capture composite maximale transitoire par la figure 5.8-A.

De manière similaire, pour simuler la zone de capture minimale transitoire à partir de la situation de hautes eaux, l'équation 5.22 permet d'obtenir, à partir de $\tau_{\text{moy}}=685 \text{ j}$ et $\tau_{\text{HE}}=493 \text{ j}$ un temps de transit équivalent $\tau_{\min}=640 \text{ j}$ (Tab. 5.1). L'équation 5.23 permet ensuite, à partir du flux hydraulique moyen $F_{\text{moy}}=0.173 \text{ m}^2/\text{j}$ et du flux hydraulique de hautes eaux $F_{\text{HE}}=0.245 \text{ m}^2/\text{j}$, d'obtenir le flux hydraulique minimum équivalent $F_{\min}=0.183 \text{ m}^2/\text{j}$. Finalement l'équation 5.17 permet d'obtenir par l'approche analytique un débit équivalent de $Q_{\text{HE} \rightarrow \min}=11.26 \text{ m}^3/\text{j}$. L'approche numérique donne un débit équivalent $Q_{\text{HE} \rightarrow \min}=12.06 \text{ m}^3/\text{j}$. Les deux zones de capture équivalentes obtenues par les deux approches sont comparées avec la zone de capture composite minimale transitoire (Fig. 5.8-B).

Les débits équivalents obtenus par l'approche numérique sont différents des débits obtenus par les approches analytiques. Cela vient entre autre du fait que lors du bilan des flux de probabilité, la composante dispersive n'a pas été prise en compte. Cependant malgré les différences, les figures 5.8-A et 5.8-B montrent que les deux méthodes donnent des résultats très satisfaisants.

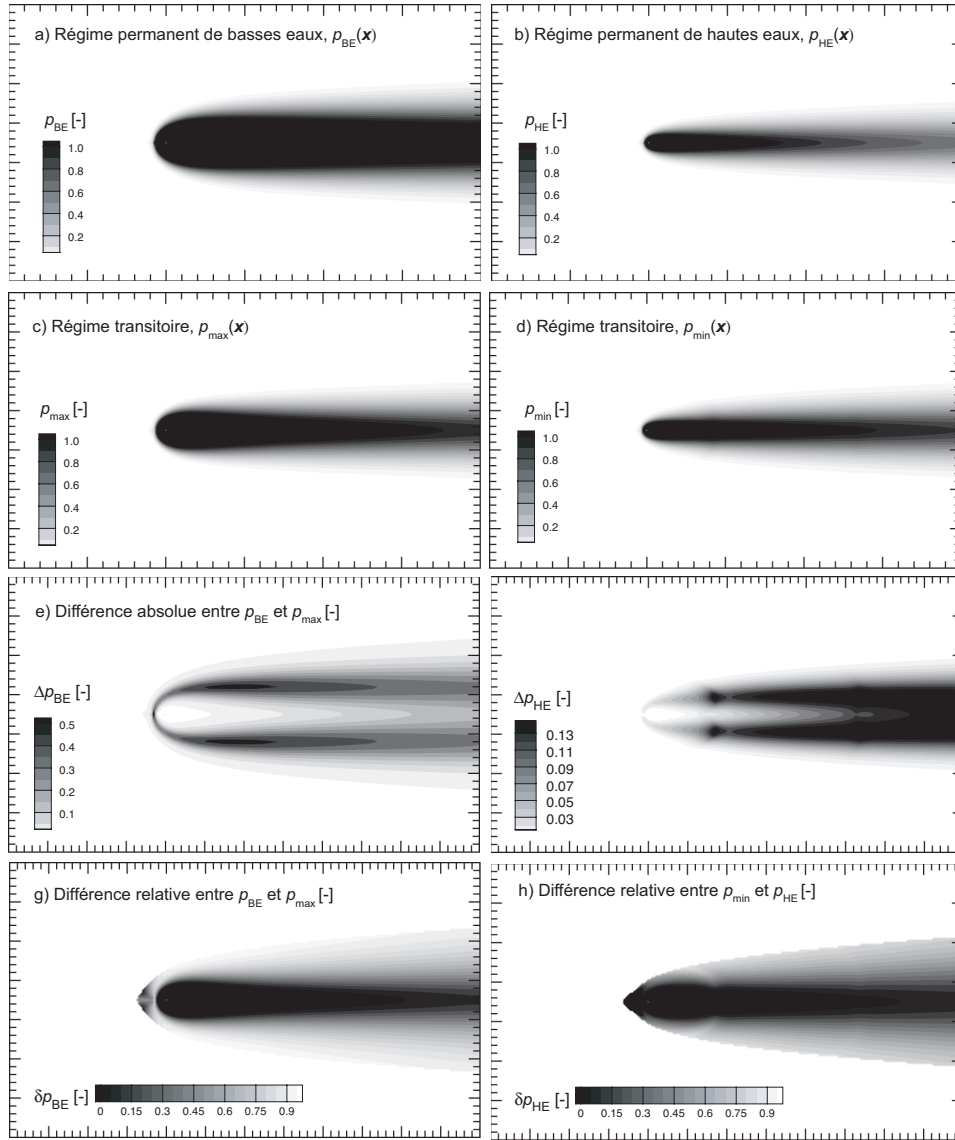


FIG. 5.7 : Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régime permanent et transitoire ($P_H = 300$ j et $H_A = 5$ m).

	Permanent Basses Eaux	Transitoire Equivalent max	Permanent Moyen	Transitoire Equivalent min	Permanent Hautes Eaux
F [m^2/j]	0.1	0.146	0.173	0.183	0.245
ι [%]	1.07	1.76	1.91	2.12	2.74
τ [j]	1162	777	685	640	493

TAB. 5.1 : Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu homogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 5 m.

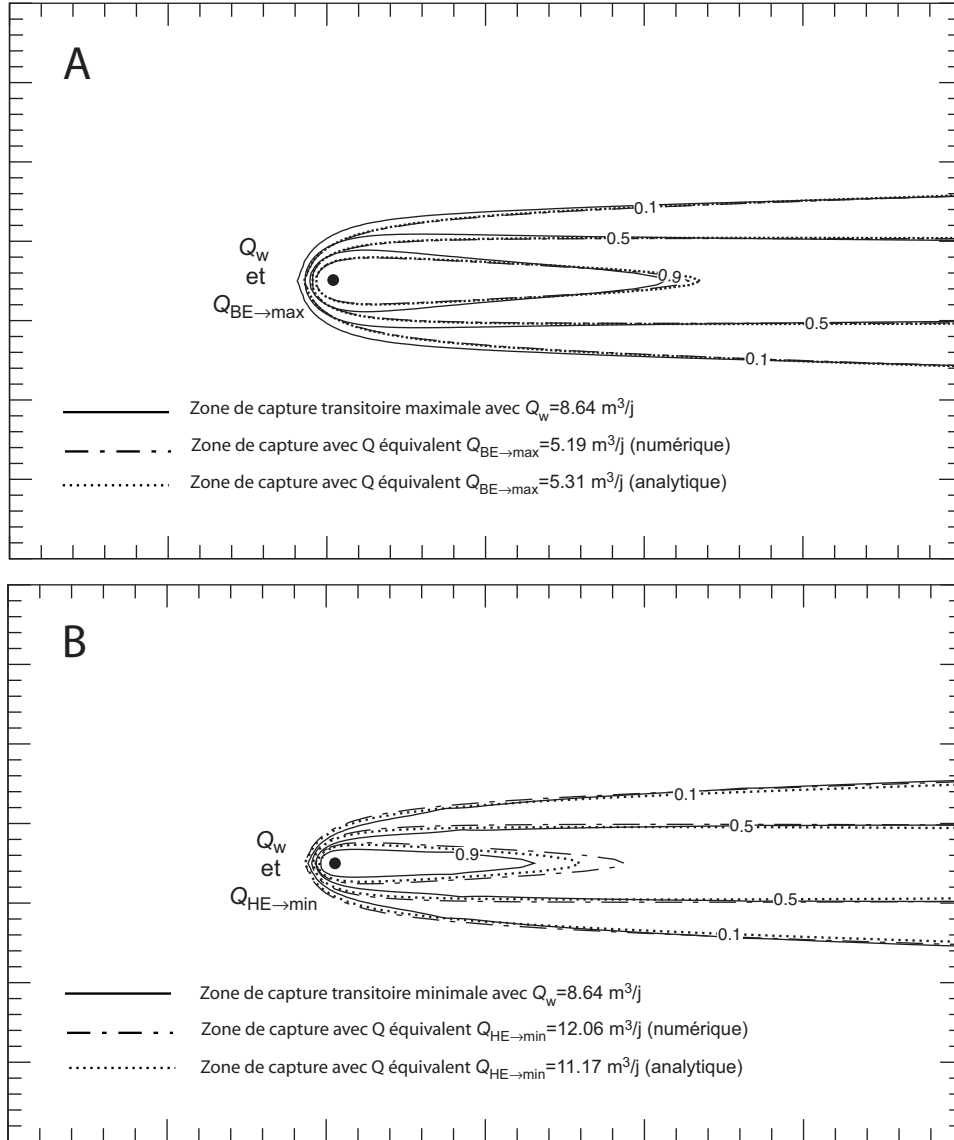


FIG. 5.8 : A. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire maximale (amplitude 5 m) et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow \max}$. B. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire minimale (amplitude 5 m) et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow \min}$.

Les méthodes ont été illustrées dans cette section pour simuler les zones de capture transitoires à partir des régimes d'écoulement permanents car elle ont un sens pour les applications pratiques. Cependant les deux méthodes sont plus générales et peuvent être utilisées pour simuler toutes les zones de capture à partir de n'importe quel régime d'écoulement. Ainsi pour le système décrit précédemment avec une amplitude des charges avales de 5 m, l'ensemble des débits équivalents pour passer d'un état « A » à un état « B » sont calculés et synthétisés dans le tableau 5.2 .

Les méthodes sont également appliquées dans le cas d'un champ d'écoulement dont les fluctuations sont contrôlées par des conditions aux limites dont l'amplitude est 10 m. Les résultats ne sont pas présentés en détails dans cette section. Les débits équivalents calculés sont synthétisés dans le tableau C.4 en annexe. Les cartes de comparaison entre le régime transitoire et les régimes équivalents en hautes et basses eaux sont également présentées en annexe D.2. Les résultats montrent que les débits équivalents ne permettent pas de retrouver avec exactitude les zones de capture composites transitoires. Cependant, les approximations sont bonnes. Pour ce deuxième exemple, l'approche analytique donne des meilleurs résultats.

L'analyse de sensibilité aux périodes de fluctuation permet de mettre en évidence la relation entre les écarts absolus maximaux et la période. Selon la distance, les écarts absolus maximaux ne sont pas obtenus pour les mêmes périodes. Pour une amplitude de 10 m, le tableau C.1 en annexe montre qu'à une distances de 300 m, les écarts absolus Δp_{BE} sont maximaux (~ 20 %) pour une période de 200 j. A 100 m du puits, les écarts absolus maximaux (~ 2 %) sont obtenus pour une période de 100 j. Cela montre simplement que les écarts absolus sont plus faibles pour les périodes courtes et confirme que les périodes courtes ont des effets plus importants à de faibles distances (Tab. C.1). Cependant les écarts absolus maximaux ne sont pas atteints dans les limites du domaine pour les amplitudes testées.

5.4.4 Application dans un champ de perméabilité hétérogène

Les méthodes sont appliquées pour un milieu hétérogène dont le champ de perméabilité est identique à celui utilisé dans le chapitre 4. Les paramètres sont définis au paragraphe 4.3.4 à la page 137.

Pour le régime d'écoulement transitoire, les conditions définies sur la limite avale fluctuent périodiquement sur une période de 300 j et avec une amplitude de 10 m.

Les zones de capture permanentes de hautes et de basses eaux, les zones de capture composites maximales et minimales ainsi que les distributions spatiales des écarts absolus et relatifs sont présentées en annexe D.3.

		B				
		BE	MAX	MOY	MIN	HE
A	Permanent BE	8.64	5.31	4.86	4.41	3.38
	Transitoire MAX	14.06	8.64	7.91	7.17	5.50
	Permanent MOY	15.36	9.44	8.64	7.84	6.01
	Transitoire MIN	16.93	10.40	9.53	8.64	6.63
	Permanent HE	22.08	13.56	12.42	11.26	8.64

		B				
		BE	MAX	Moy	MIN	HE
A	Permanent BE	8.58	5.19	5.04	4.92	3.61
	Transitoire MAX	13.74	8.32	8.08	7.88	5.79
	Permanent MOY	14.84	8.99	8.73	8.51	6.25
	Transitoire MIN	16.42	9.94	9.65	9.42	6.92
	Permanent HE	21.01	12.72	12.36	12.06	8.86
Solution numérique $P=300$ j, $H_A=5$ m						

TAB. 5.2 : Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B. En transitoire, l'amplitude des fluctuations est de 5 m et la période de 300 j.

Les tendances observées dans le cas homogène se confirment pour un domaine hétérogène, à savoir que les écarts absolus sont maximaux dans une zone formant une ceinture autour du puits. En s'éloignant du puits en direction de l'amont, les écarts absolus passent par un maximum puis diminuent jusqu'à zéro. Pour les basses eaux, cette distance se situe en dehors du domaine. Les distributions des écarts relatifs montrent que ces derniers tendent vers 1 lorsque l'on s'éloigne du puits en direction de l'amont et transversalement par rapport à l'axe du puits.

Sur les cartes des écarts relatifs en conditions de hautes eaux (Annexe D.3-h), les deux zones où les valeurs sont négatives, signifient que l'état stationnaire n'est pas atteint à cause des très faibles conductivités hydrauliques locales.

Les flux hydrauliques moyens régionaux de basses, de moyennes et de hautes eaux sont respectivement $F_{BE}=0.029$ m²/j , $F_{MOY}=0.173$ m²/j $F_{HE}=0.317$ m²/j (Tab. 5.3).

Pour simuler la zone de capture équivalente de basses eaux à partir de la situation de hautes eaux, le débit équivalent calculé par l'approche analytique est $Q_{HE \rightarrow BE}=129.48$ m³/j (Eq. 5.15). Pour simuler la zone de capture équivalente de hautes eaux en situation de basses eaux, le débit équivalent est $Q_{BE \rightarrow HE}=0.58$ m³/j (Eq. 5.14).

Pour les conditions de basses eaux, les méthodes numériques donnent un débit équivalent nettement inférieur $Q_{HE \rightarrow BE}=95.47$ m³. Cela vient du fait que la composante dispersive du flux est négligée. Par conséquent, les débits sont sous-estimés. Les erreurs sont d'autant plus importantes que les gradients hydrauliques régionaux sont faibles car par rapport au flux total, la

	Permanent Basses Eaux	Transitoire Equivalent max	Permanent Moyen	Transitoire Equivalent min	Permanent Hautes Eaux
F [m^2/j]	0.029	0.156	0.173	0.21	0.317
ι [%]	0.24	1.71	1.91	2.28	3.57
τ [j]	5269	1274	742	568	413

TAB. 5.3 : Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu hétérogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 10 m.

composante dispersive est plus importante. La zone de capture équivalente est donc sous-estimée. Pour les hautes eaux, le débit équivalent calculé par les méthodes numériques est $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{BE}} = 0.79 \text{ m}^3/\text{j}$.

Pour simuler la zone de capture transitoire maximale à partir des conditions de basses eaux, il faut tout d'abord calculer les temps de transit équivalents à partir des temps de transit permanents suivants : $\tau_{\text{moy}} = 742 \text{ j}$, $\tau_{\text{HE}} = 413 \text{ j}$ et $\tau_{\text{BE}} = 5269 \text{ j}$. L'équation 5.19 donne $\tau_{\text{max}} = 1274 \text{ j}$ et l'équation 5.22 donne $\tau_{\text{min}} = 668 \text{ j}$. Ensuite, à partir de τ_{max} et τ_{min} , les gradients hydrauliques transitoires équivalents ainsi que les flux hydrauliques transitoires équivalents sont calculés. L'équation 5.16 donne $F_{\text{max}} = 0.156 \text{ m}^2/\text{j}$. L'équation 5.17 donne $q_{\text{min}} = 0.21 \text{ m}/\text{j}$ (Tab. 5.3).

A partir de ces valeurs, les débits équivalents sont finalement calculés par les deux approches. L'approche analytique donne $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{max}} = 1.21 \text{ m}^3/\text{j}$. L'approche numérique donne $Q_{\text{BE} \rightarrow \text{max}} = 1.46 \text{ m}^3/\text{j}$.

Pour simuler la zone de capture transitoire minimale à partir des conditions de hautes eaux, l'approche analytique donne un débit équivalent $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{min}} = 13.54 \text{ m}^3/\text{j}$ et l'approche numérique donne un débit $Q_{\text{HE} \rightarrow \text{min}} = 15.13 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les zones de capture équivalentes obtenues par les deux approches sont comparées aux vraies zones de capture composites transitoires (Fig. 5.9). Mis à part pour la zone située à proximité aval du puits de captage, les zones de capture équivalentes simulent de manière satisfaisante les zones de capture composites transitoires.

5.5 Discussion

Résumé

Après avoir défini les régimes d'écoulements permanents et transitoires ainsi que les zones de capture ou champs de probabilité associés, ces champs ont été comparés entre eux, dans un premier temps, par les écarts absolus et relatifs des valeurs de probabilité.

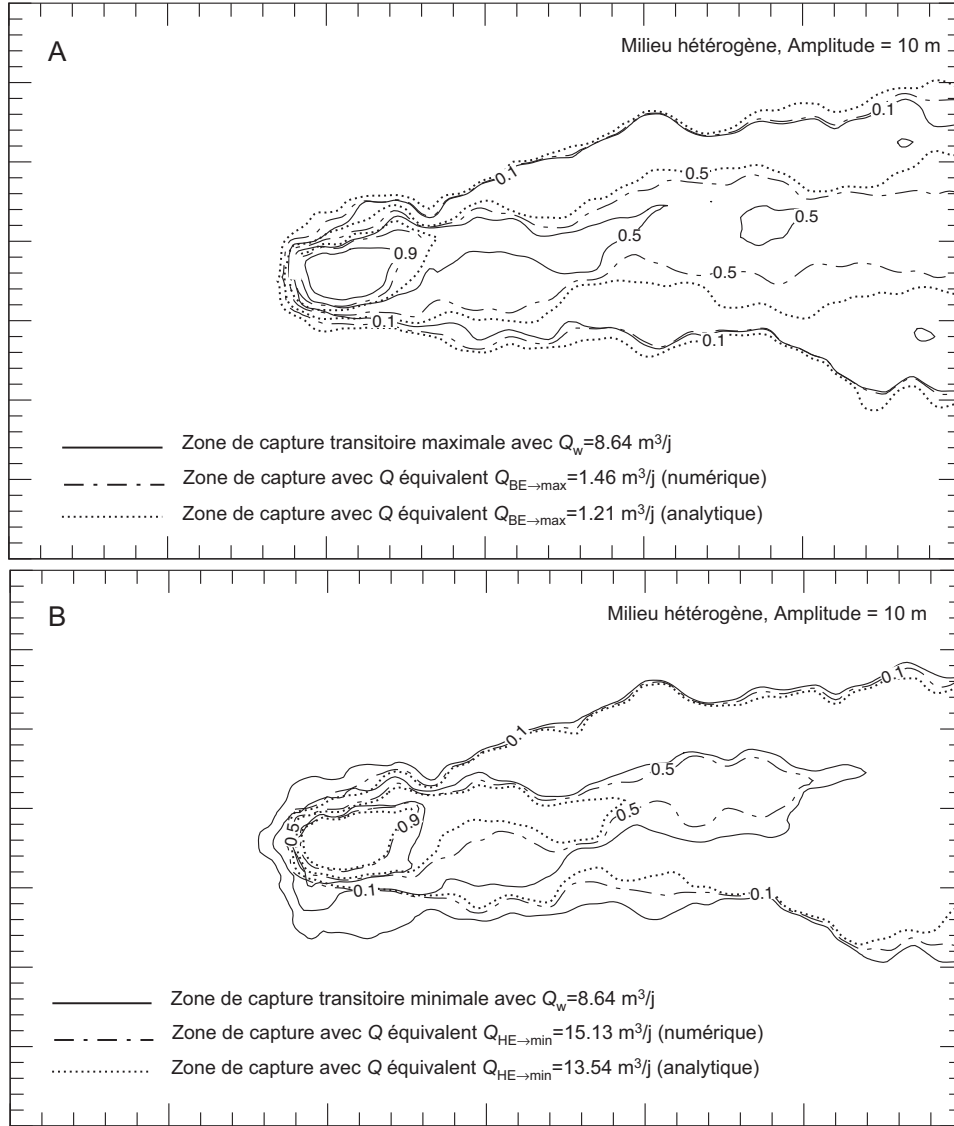


FIG. 5.9 : Comparaison entre les zones de capture composites transitoires et les zones de capture permanentes obtenues avec des débits de pompage équivalents. A) Situation de basses eaux. B) Situation de hautes eaux.

Dans un deuxième temps, les zones de capture composites transitoires ont été simulées à partir des régimes d'écoulement permanents en modifiant les débits de pompage par des débit équivalents.

Le débit de pompage équivalent $Q_{A \rightarrow B}$ permet de simuler de manière approximative la zone de capture composite transitoire « A » à partir d'un régime d'écoulement permanent « B ». Les méthodes sont également valables pour passer d'un régime permanent à un autre régime permanent. Dans ce cas, les méthodes se sont avérées exactes.

Dans ce chapitre, j'ai présenté deux méthodes de calcul des débits de pompage équivalents. En premier lieu, j'ai présenté une méthode numérique basée sur la théorie généralisée des réservoirs. Cette approche se fonde sur la propriété conservative du champ de probabilité. En négligeant la composante dispersive, les débits équivalents sont obtenus en intégrant le long sur la limite amont Γ_- , les produits du champ de probabilité A par le flux hydraulique d'un régime d'écoulement B.

$$Q_{A \rightarrow B} = \int_{\Gamma_-} \mathbf{q}_A p_B(\mathbf{x}_{\Gamma_-}) \cdot \mathbf{n} d\Gamma_- \quad (5.24)$$

Ces méthodes sont applicables en milieu homogène et hétérogène et elles délimitent de manière approximative, les zones de capture composites transitoires maximales et minimales.

En deuxième lieu, j'ai présenté une méthode analytique développée à partir des solutions analytiques de Bear and Jacobs (1965). Sur le fond, la méthode est identique à la précédente, à la différence qu'elle ne tient pas compte des effets dispersifs et qu'elle est applicable uniquement pour les systèmes composés d'un puits unique, en milieu confiné et pour des écoulements horizontaux. Le débit équivalent $Q_{A \rightarrow B}$ pour passer d'un état A à un état B est proportionnel au rapport des flux infiltrants ou au rapport des gradients hydrauliques régionaux.

$$Q_{A \rightarrow B} = Q_w \cdot \frac{q_A}{q_B} = Q_w \cdot \frac{\iota_A}{\iota_B} \quad (5.25)$$

Pour le régime d'écoulement transitoire, q_B et ι_B sont inconnus et sont déterminés préalablement par des méthodes empiriques. Ces méthodes déterminent q_B et ι_B à partir des régimes permanents de hautes eaux, de basses eaux et de moyennes eaux. Leur détermination est fonction des conditions d'écoulement permanentes ainsi que du rapport entre la période de fluctuation et le temps de transit (voir Eqs. 5.20 et 5.23).

Écarts absolus et écarts relatifs entre les zones de capture permanentes et transitoires

Les différences entre les champs composites de probabilités maximales et minimales transitoires et les champs de probabilité permanents associés, sont quantifiées d'une part par le calcul des écarts absolus, qui mettent en évidence les zones où les différences sont les plus importantes. D'autre part, les écarts relatifs qui soulignent davantage les différences liées aux processus en eux-mêmes, tels que les effets de dispersion supplémentaires.

Ainsi, les zones où les différences absolues sont les plus importantes se situent en aval du puits, dans la zone du point de stagnation ainsi que dans les parties latérales de la zone de capture. Elles forment une zone parabolique avec des valeurs qui s'atténuent en s'éloignant du puits. Longitudinalement on constate que les écarts absolus croissent avec la distance, passent par un maximum puis diminuent au-delà de cette distance pour tendre progressivement vers zéro. Ces tendances s'expliquent par la nature dispersive des processus analysés. En effet, à proximité du puits, deux zones de capture obtenues avec deux valeurs de dispersion différentes auront des valeurs de probabilité proches du maximum ($p=1$). Les écarts absolus sont donc nécessairement faibles, voir nuls. À l'inverse, à de grandes distances, les deux zones de capture ont des valeurs de probabilité proches de zéro et à nouveau, les écarts absolus sont également faibles voir nuls. Entre les deux, les écarts passent par un maximum (voir figure 5.2 en page 178). La distance à laquelle cet écart maximum est atteint dépend de la période de fluctuation et de l'amplitude. Plus la période est longue plus cette distance est grande.

L'allure générale des distributions spatiales des écarts absolus et relatifs entre les zones de capture transitoires et les zones de capture permanentes indiquent que les dimensions des zones de capture composites transitoires sont également contrôlées par les processus d'advection qui se produisent à proximité du puits de captage dans la zone du cône de rabattement.

Les écarts relatifs pour les hautes eaux ont également mis en évidence des effets supplémentaires de dispersion apparente. Les résultats indiquent que ces effets sont d'autant plus importants que la période de fluctuation est courte. En effet, en comparant les valeurs moyennes des probabilités transitoires avec les probabilités en régime d'écoulement moyen, cette étude a permis de montrer que même pour les périodes de fluctuations très courtes, les probabilités transitoires sont systématiquement inférieures aux probabilités permanentes moyennes. Ces différences sont clairement dues aux effets de dispersion supplémentaire induits par les fluctuations des écoulements. Cela signifie que les régimes d'écoulement transitoires caractérisés par des fluctuations rapides des conditions aux limites ainsi que les zones de capture composites maximales et minimales définies dans de tels champs d'écoule-

ment peuvent être simulées approximativement par un régime d'écoulement permanent moyen dont les paramètres dispersifs sont légèrement augmentés.

Les résultats précédents ont montré que la zone du point de stagnation ainsi que la zone du cône de rabattement jouent un rôle majeur sur le comportement des processus analysés ainsi que sur les dimensions des zones de capture.

En effet, les variations les plus importantes de la direction des flux hydrauliques sont localisées dans cette zone. Quelles que soient les amplitudes des fluctuations des gradients hydrauliques régionaux ou du débit de pompage, ces variations produisent des inversions locales du gradient hydraulique. Ces inversions ont pour effet d'allonger la trajectoire suivie par les particules. Cela permet d'expliquer les effets de dispersion supplémentaire observés. Pour les cas particulier où des inversions temporaires du gradient hydraulique régional se produisent, les effets de dispersions supplémentaires ne sont plus uniquement localisés dans la zone du cône de rabattement, mais sur l'ensemble du domaine. Dans ces situations, les dispersions supplémentaires induites peuvent être importantes.

Les formules définies pour calculer les écarts absolus et relatifs se basent sur l'hypothèse que les probabilités transitoires sont comprises entre les probabilités moyennes et les probabilités extrêmes de hautes et de basses eaux. Cela implique, par hypothèse, que les écarts absolus sont positifs et les écarts relatifs compris entre 0 et 1. Or, dans la zone du cône de rabattement, des valeurs négatives ont été calculées. Dans ce cas, les formules ne sont plus valables et des valeurs numériques aberrantes sont calculées. Pour les cas où les dispersions transitoires ne sont pas négligeables, les formules auraient également donné des valeurs numériques aberrantes. Des formules analogues doivent être définies pour les cas où les probabilités transitoires maximales sont supérieures aux probabilités de basses eaux ainsi que pour les cas où les probabilités transitoires minimales sont inférieures aux probabilités de hautes eaux.

Pour les cas où des inversions temporaires du gradient hydraulique régional se produisent, les définitions des régimes d'écoulement permanent doivent être appliquées avec précaution. En effet, dans de telles situations, les zones de capture extrêmes se développent à l'opposé l'une de l'autre. Les zones de capture composites transitoires et permanentes moyennes se développent du même côté. Ainsi, le calcul des écarts absolus et relatifs n'a de sens que pour l'une des deux conditions extrêmes. Des essais de simulations qui prennent en compte une inversion temporaire du gradient hydraulique régional n'ont pas permis de mettre en évidence des effets de dispersions supplémentaires significatifs car les coefficients de dispersivités employés étaient trop faibles.

Débits équivalents : approche analytique

Pour simuler un champ de probabilité A en régime d'écoulement B avec un débit de pompage équivalent $Q_{A \rightarrow B}$, une méthode analytique basée sur les bilans de flux a été développée. Elle est basée uniquement sur les processus d'advection et ne prennent pas en compte les processus de dispersion et de dilution.

Cette méthode a tout d'abord été appliquée pour simuler le champ de probabilité d'un état permanent A à partir d'un autre état permanent B. Les résultats ont montré que les deux champs correspondent bien. Les solutions sont donc exactes.

Pour l'équivalence avec le régime d'écoulement transitoire, la détermination préalable des flux hydrauliques équivalents $F_{\max}$ et $F_{\min}$ est nécessaire. Dans cette étude j'ai proposé une méthode empirique qui se base essentiellement sur les conclusions du chapitre 4. Pour les systèmes transitoires périodiques, les paramètres équivalents sont compris entre les paramètres moyens et les paramètres extrêmes de hautes et de basses eaux, et varient en fonction de κ , le rapport entre le temps de transit et la période de fluctuation.

Pour rappel, les probabilités transitoires maximales sont comprises entre les probabilités permanentes moyennes et les probabilités permanentes de basses eaux. À l'inverse, les probabilités minimales transitoires sont comprises entre les probabilités permanentes moyennes et les probabilités permanentes de hautes eaux. Les flux hydrauliques des différents régimes permanents étant connus, il a été supposé que les flux hydrauliques transitoires équivalents $F_{\max}$ étaient également compris entre les flux permanents moyens F_{moy} et les flux permanents de basses ou de hautes eaux. De plus, j'ai supposé que $F_{\max}$ variait linéairement entre F_{moy} et F_{BE} en fonction de κ , le rapport entre la période de fluctuation P et le temps de transit τ .

Dans le chapitre précédent, il avait été conclu que κ était déterminé par le temps de transit moyen τ . Les résultats obtenus dans ce chapitre ont permis de préciser quelque peu cette affirmation. En effet, les temps de transit nécessaires à l'établissement de la zone de capture permanente ne sont pas les mêmes en régime de hautes eaux et en régime de basses eaux. Par conséquent, pour déterminer les paramètres équivalents, il est nécessaire de déterminer un rapport $\kappa_{\max}$ pour les hautes eaux qui dépendent d'un temps de transit maximal équivalent $\tau_{\max}$, lui même compris entre τ_{moy} et τ_{HE} . Les paramètres équivalents maximaux ($q_{\max}$, $\kappa_{\max}$ et $\tau_{\max}$) varient en fonction de la période de fluctuation. Pour les périodes longues, ces paramètres sont équivalents aux paramètres permanents de basses eaux. Pour les périodes courtes, ces paramètres sont équivalents aux paramètres permanents moyens. Pour les paramètres équivalents minimaux ($q_{\min}$, $\kappa_{\min}$ et $\tau_{\min}$) les précédentes conclusions sont analogues. Pour les périodes courtes, ces para-

mètres sont équivalents aux paramètres moyens. Pour les périodes longues, ces paramètres sont équivalents aux paramètres permanents de hautes eaux.

Les résultats obtenus montrent de très légères différences entre les champs de probabilité équivalents et les champs de probabilité composites maximaux et minimaux, et ceci pour un milieu homogène et hétérogène. Les différences les plus importantes sont observées en aval du puits dans la zone du point de stagnation. Dans cette zone les différences peuvent être très importantes. Cependant, pour les cas d'application pratique, ces différences sont d'importance mineure car elles sont localisées à proximité du puits où les différentes législations imposent de toute façon des restrictions plus importantes. De plus elles sont d'extensions restreintes et les impacts économiques liés à un surdimensionnement sont donc limités. En s'éloignant du puits, la précision des méthodes augmente et les débits équivalents permettent de simuler avec une très bonne approximation les zones de capture composites transitoires. En conclusion, je considère les deux méthodes comme valables pour les systèmes d'écoulements simples. Elles doivent cependant être testées pour un cas d'application pratique. Ceci sera l'objet du chapitre 6.

Finalement les méthodes sont peu sensibles à la valeur précise du temps de transit employé. Par conséquent, je pense qu'en première approximation, l'utilisation du temps de transit équivalent correspondant à la moyenne entre τ_{moy} et τ_{max} ou τ_{min} permet déjà d'obtenir des paramètres équivalents qui simulent de manière satisfaisante les zones de capture équivalentes.

Débits équivalents : approche numérique

Comme pour les méthodes analytiques, une méthode numérique basée sur la théorie généralisée des réservoirs a été appliquée pour simuler un champs de probabilité A en régime d'écoulement B. En régime d'écoulement dit « inverse », ces méthodes montrent que le débit de pompage est égal au flux des probabilités le long des limites infiltrantes. En réalité le flux des probabilités est formé d'une composante advective et d'une composante dispersive. Le logiciel Groundwater permet de calculer automatiquement les bilans de probabilités en régime d'écoulement ou transitoire. Cependant, il ne permet pas de calculer ces bilans sur les zones de capture composites maximales et minimales transitoires qui sont obtenues par des scripts externes à groundwater. Pour cette raison, les bilans sont calculés manuellement mais négligent la composante dispersive. Afin de garder une uniformité sur l'ensemble des calculs et pour quantifier les erreurs commises par cette simplification, la composante dispersive est systématiquement négligée, même pour les bilans en régime permanent où elle aurait pu être prise en compte dans les calculs.

Par conséquent, les débits équivalents calculés par les méthodes appliquées dans ce travail sont systématiquement inférieurs aux vrais débits équivalents.

Les erreurs commises sont d'autant plus importantes que la composante dispersive est grande et sont donc plus importantes en régime de basses eaux qu'en régime de hautes eaux.

Sauf pour les régimes de basses eaux où les gradients hydrauliques sont proches de zéro (cas d'une amplitude de 10 m, où le gradient régional est de 0.3%), les méthodes numériques appliquées dans ce travail fonctionnent bien. Comme pour l'approche analytique, les différences principales entre les champs composites de probabilité maximale et minimale et les champs de probabilité équivalents se situent principalement dans la zone du cône de rabattement.

L'avantage principal de cette méthode sur l'approche analytique est qu'elle est applicable quelle que soit la complexité du domaine. C'est pourquoi seule cette approche peut être appliquée au cas d'application présenté dans le chapitre suivant.

5.6 Conclusions

Les champs de probabilité composites transitoires $p_{\max}(\mathbf{x})$ et $p_{\min}(\mathbf{x})$ sont calculés dans des domaines dont les conditions aux limites fluctuent périodiquement dans le temps. Les champs de probabilité sont obtenus en résolvant les équations classiques d'advection-dispersion mais dans un champ d'écoulement dit « inverse » où le signe du terme advectif est inversé.

Pour rappel, les objectifs définis dans la partie introductive de ce chapitre étaient les suivants :

1. Comparer les zones de capture transitoires avec les zones de capture permanentes obtenues en régime d'écoulement moyen, de hautes eaux et de basses eaux.
2. Déterminer un débit de pompage équivalent qui permet de simuler les zones de capture transitoires à partir d'un régime d'écoulement permanent équivalent.

Le champ de probabilité composite maximal $p_{\max}(\mathbf{x})$ est compris entre le champ de probabilité permanent moyen et le champ de probabilité permanent de basses eaux. À l'inverse, le champ de probabilité composite minimal $p_{\min}(\mathbf{x})$ est compris entre le champ de probabilité permanent moyen $p_{\text{moy}}(\mathbf{x})$ et le champ de probabilité permanent de hautes eaux $p_{\text{HE}}(\mathbf{x})$.

Les dimensions des champs $p_{\max}(\mathbf{x})$ et $p_{\min}(\mathbf{x})$ sont principalement contrôlées par les processus d'advections et peuvent être simulées approximativement à partir des champs d'écoulement permanents en modifiant la valeur du débit de pompage Q_w par un débit de pompage équivalent.

Les champs $p_{\max}(\mathbf{x})$ et $p_{\min}(\mathbf{x})$ sont des champs dits composites qui ne correspondent pas exactement à des zones de capture permanentes. Ils ne peuvent donc pas être obtenus de manière exacte en régime d'écoulement permanent.

Les approches numériques basées sur la théorie généralisée de réservoirs (Cornaton, 2004) et les approches analytiques basées sur les équations de Bear and Jacobs (1965) permettent de calculer des débits équivalents avec une précision jugée satisfaisante.

L'approche analytique donne des meilleurs résultats mais est valable uniquement pour les systèmes simples composés d'un puits unique, pour des aquifères confinés, horizontaux et d'épaisseur constante. Les méthodes sont valables en milieu homogène ou hétérogène.

L'approche numérique, utilisée ici dans une forme simplifiée, donne des résultats moins précis mais est applicable quelle que soit la complexité du milieu. C'est pourquoi, seule cette approche peut être utilisée dans des cas d'application réels, tels que celui présenté dans le chapitre suivant.

En régime d'écoulement transitoire, les matières dissoutes subissent un effet de dispersion supplémentaire lié aux fluctuations des directions d'écoulement qui augmentent la distance parcourue par les particules. De manière générale, ces effets sont importants uniquement dans les cas où des inversions régionales de gradient hydrauliques se produisent. Pour la problématique des zones de capture, ces inversions sont localisées uniquement dans la zone du cône de rabattement et se produisent quelles que soient les amplitudes du gradient hydraulique régional.

Des débits de pompage équivalents peuvent être calculés pour simuler de manière exacte les zones de capture d'un état permanent quelconque à partir d'un autre état permanent.

De même des débits de pompage équivalents peuvent être calculés pour simuler de manière approximative les champs composites de probabilités maximales et minimales transitoires.

Les débits équivalents sont obtenus à partir d'un gradient hydraulique régional équivalent, d'un flux hydraulique équivalent et d'un temps de transit équivalent. Ces trois paramètres sont tous compris entre leurs valeurs respectives des conditions moyennes et extrêmes (hautes ou basses eaux). Ils varient en fonction du rapport entre la période de fluctuation et le temps de transit.

Pour les périodes courtes, le régime transitoire peut être simulé de manière approximative par des conditions d'écoulement de moyennes eaux mais avec un coefficient de dispersion supérieur.

Pour les périodes de longueur supérieures au double du temps de transit de basses eaux, les zones de capture composites transitoires sont égales aux zones de capture permanentes de hautes et de basses eaux.

Bibliographie

- Bear, J., Jacobs, M., 1965. On the movement of water bodies injected into aquifers. *Journal of Hydrology* 3, 37–57.
- Cornaton, F., 2004. Deterministic models of groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems. Phd, University of Neuchâtel.
- Cornaton, F., 2007. GroundWater, a 3-D ground water flow and transport finite element simulator. Neuchâtel.
- Festger, A., Walter, G., 2002. The capture efficiency map : the capture zone under time-varying flow. *Ground Water* 40 (6), 619–628.
- Indelman, P., Lessoff, S., Dagan, G., 2006. Analytical solution to transport in three-dimensional heterogeneous well capture zones. *Journal of contaminant hydrology* 87, 1–21.
- Kinzelbach, W., Ackerer, P., 1986. Modélisation de la propagation d'un contaminant dans un champ d'écoulement transitoire. *Hydrogéologie* 2, 197–206.
- Reilly, T., Pollock, D., 1996. Sources of water to wells for transient cyclic systems. *Ground Water* 34 (6), 979–988.
- Rock, G., Kupfersberger, H., 2002. Numerical delineation of transient capture zones. *Journal of Hydrology* 269, 134–149.

6

Application à l'aquifère du Seeland

6.1 Introduction

6.1.1 Objectifs

Dans les deux chapitres précédents, une méthodologie a été présentée et testée pour délimiter les zones de capture dites « probabilistes » en régime d'écoulement transitoire dont les fluctuations sont périodiques. Cette méthodologie a été appliquée à des modèles conceptuels simples pour lesquels un seul paramètre fluctuait simultanément. Les effets des fluctuations ont été étudiés pour des aquifères captifs pour lesquels l'apport par les précipitations était nul. Les résultats du chapitre 4 ont montré qu'en chaque point du domaine, les probabilités simulées p oscillent entre un minimum et un maximum. Des simulations d'essais de traçage dont les temps d'injection couvrent une période complète de fluctuation ont permis de démontrer que la distribution des taux de restitutions des essais de traçage successifs était équivalente à celles des probabilités simulées au point d'injection. Ainsi, les méthodes ont été considérées comme tout à fait valables pour les conditions spécifiques décrites précédemment. Dans le chapitre 5, la comparaison entre la zone de capture transitoire et les zones de capture permanentes de hautes, basses et moyennes eaux ont permis de mettre en évidence une relation étroite entre les fluctuations des probabilités et le rapport entre le temps de transit et la période de fluctuation. Les résultats ont ainsi confirmé les conclusions d'études antérieures, telles que celles de Kinzelbach and Ackerer (1986) et de Reilly and Pollock (1996). Les résultats des chapitres précé-

dents ont également montré que pour les périodes de fluctuation courtes d'une part, le régime transitoire pouvait être simulé approximativement par le régime d'écoulement permanent moyen. Par ailleurs, pour les fluctuations dont les périodes sont supérieures au double du temps de transit, les zones de capture transitoires sont similaires aux zones de capture de hautes et de basses eaux.

Dans ce chapitre, l'objectif est d'appliquer ces méthodologies à un cas réel, dont l'aquifère est non confiné. Pour ce cas d'application, un apport par les précipitations est également pris en compte.

Le choix s'est porté sur la partie nord de l'aquifère du Seeland dans le Canton de Berne en Suisse occidentale, pour lequel un modèle numérique existe déjà. Ce modèle numérique a été développé par Jordan (2000) sous FEFLOW 4.8 dans le cadre de son travail de Master, avec pour objectif de déterminer la zone Z_u du captage SWG 1950 de Worben. Le modèle a été calibré à la fois pour le régime d'écoulement permanent et pour le régime transitoire. Jordan (2000) a utilisé le modèle transitoire dans trois cas bien distincts. Tout d'abord, l'auteur a étudié uniquement l'hydraulique en analysant la réponse de l'aquifère aux fluctuations hydrologiques considérées sur une durée de 2 ans. L'auteur a montré qu'en période de hautes eaux, le canal de Hagneck était la source principale de recharge de la nappe (Fig. 6.1). En conditions moyennes, les infiltrations de ce canal ainsi que de l'Ancienne Aar jouaient un rôle prépondérant dans le fonctionnement de l'aquifère. La zone de capture probabiliste « transitoire » a ensuite été simulée en appliquant les mêmes méthodes que dans cette étude, mais en considérant un régime d'écoulement permanent. Finalement, une simulation en régime d'écoulement et de transport transitoire cyclique a été effectuée utilisant un champ d'écoulement dit « normal », par opposition aux champs d'écoulements inverses utilisés pour calculer les zones de capture, en imposant une concentration sur les tracés de l'Ancienne Aar et du Canal de Hagneck pour déterminer les variations temporelles des fractions provenant des précipitations et des cours d'eau.

Cette étude s'inscrivant dans la continuité des méthodes appliquées par Jordan (2000), le choix de cet aquifère comme cas d'application pratique est donc naturel. La méthodologie de base est la même, à la différence que les méthodes sont appliquées pour déterminer la zone de capture transitoire en se basant sur un champ d'écoulement inversé. L'objectif n'est pas de remettre en question les études antérieures, mais bien d'aller plus loin dans la compréhension des processus de transport en régime d'écoulement transitoire et de leurs implications sur le dimensionnement des zones de capture par l'application de nouvelles approches. Ces dernières permettent d'évaluer les erreurs commises lorsque les modèles sont définis sur la base de conditions simplifiées qui négligent les aspects transitoires.

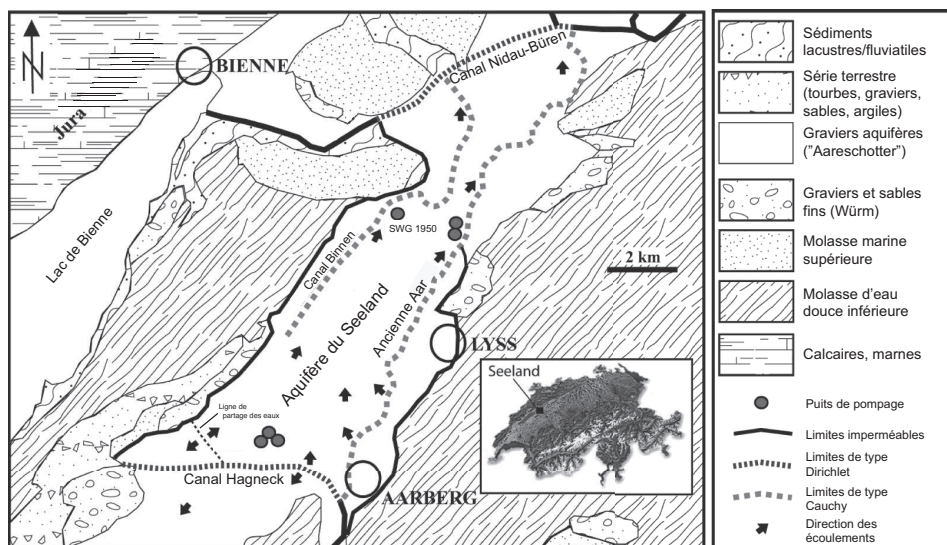


FIG. 6.1 : Carte de localisation géographique et géologique de l'aquifère du Seeland dans le Nord-Ouest de la Suisse (modifié d'après Cornaton (2004)).

6.1.2 Contexte géologique et hydrologique

L'aquifère du Seeland est localisé sur le plateau molassique dans une plaine alluviale composée essentiellement de graviers et sables quaternaires propres et bien triés. L'épaisseur moyenne est de 20 à 30 m avec un maximum de 40 m dans la partie centrale de la plaine. Le substratum imperméable est composé de molasse tertiaire, de moraine de fond würmienne ainsi que de sables fins, d'argiles et de silts lacustres du Pléistocène. La superficie totale de l'aquifère est de 70 km² (Fig. 6.1).

Le domaine est délimité par trois cours d'eau qui jouent un rôle important sur le fonctionnement des écoulements souterrains. Le canal de Hagneck au Sud constitue une ligne de partage des eaux entre les parties nord et sud de l'aquifère du Seeland. Le canal Nidau-Büren au Nord est considéré comme la limite exutoire principale de l'aquifère. A l'Est, l'Ancienne Aar montre un comportement plus complexe avec des zones infiltrantes et exfiltrantes (Jordan, 2000).

6.2 Méthodologie

Comme expliqué dans la partie introductive de ce chapitre, l'ensemble des méthodes décrites dans les chapitres précédents est appliqué à l'aquifère du Seeland comme exemple d'application pratique. Les points les plus impor-

tants de la méthodologie sont brièvement rappelés dans cette section (se référer aux chapitres 4 et 5 pour les détails).

Dans un premier temps, la zone de capture transitoire est calculée pour le captage SWG 1950 de Worben. Le régime d'écoulement transitoire prend en compte les fluctuations temporelles de l'Ancienne Aar d'une part, mais également celles des précipitations et celles du débit de pompage du captage SWG 1950 d'autre part. Les séries temporelles utilisées correspondent aux fluctuations de l'année 1992 qui sont répétées pendant 33 ans jusqu'à l'établissement d'un régime d'écoulement périodique, ou considéré comme tel.

Pour ce cas d'application pratique, le logiciel Groundwater est utilisé car il permet de simuler les processus de transport en inversant le champ d'écoulement tout en prenant en compte l'apport par les précipitations (Cornaton, 2007). De plus ce logiciel permet d'adapter automatiquement les conditions aux limites pour le transport en fonction des conditions d'infiltration et cela à chaque pas de temps. Ces adaptations automatiques sont indispensables pour simuler les zones de capture en régime d'écoulement transitoire.

Dans un deuxième temps, l'applicabilité des méthodes est vérifiée pour le cas d'une nappe libre avec un apport par les précipitations. Les probabilités p simulées en régime d'écoulement inverse sont comparées avec les taux de restitution m de séries d'essais de traçage dont les temps d'injection couvrent une année hydrologique complète. Contrairement aux champs de probabilité, les simulations d'essais de traçage sont effectuées en considérant le sens normal des écoulements.

Finalement, la zone de capture transitoire est comparée avec la zone de capture de moyennes et de basses eaux.

Pour rappel, les écoulements dans un aquifère horizontal et non confiné sont régis par les équations classiques suivantes :

$$\phi_e \frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q} = i \quad (6.1a)$$

$$\mathbf{q} = -B\mathbf{K}\nabla H \quad (6.1b)$$

$$(6.1c)$$

où, $H(\mathbf{x}, t)$ est la charge hydraulique [L], t le temps [T], $\mathbf{q}$ le vecteur de flux hydraulique [L^2T^{-1}], i est le terme source [LT^{-1}], $\mathbf{K}$ est le tenseur de conductivité hydraulique [LT^{-1}], ϕ_e est la porosité efficace et $B = H - z_{\text{base}}$ est l'épaisseur de la zone saturée [L]. z_{base} est l'altitude de la base de l'aquifère [L].

Dans ces conditions, l'équation de transport advectif-diffusif pour un soluté conservatif et non réactif est la suivante :

$$\frac{\partial B\theta C}{\partial t} = -\mathbf{q} \cdot \nabla C + \nabla \cdot B\theta \mathbf{D} \nabla C - iC \quad (6.2)$$

où, $C(\mathbf{x}, t)$ [M/L³] est la concentration de matière dissoute dans la phase liquide et θ est la porosité. Le terme iC [M/TL²] est représentatif des processus de dilution par les eaux de pluies, considérées comme pures.

6.3 Données de base

Les données hydrologiques de l'année 1992 sont définies comme référence. Elles sont intégralement tirées du travail de Jordan (2000) qui se base sur une importante campagne de mesure de l'office de l'économie hydraulique et énergétique du canton de Berne (Kellerhals and Haefeli, 1988). Pour le captage de Worben, les temps de transit moyens entre le captage et les zones de recharge les plus éloignées peuvent atteindre plusieurs décennies. Par conséquent, afin d'atteindre la phase stationnaire pendant laquelle le champ de probabilité oscille périodiquement, il est nécessaire de simuler le transport pendant une durée équivalente, voire supérieure. Cependant, il est nécessaire de disposer au préalable d'un champ d'écoulement qui oscille également de manière périodique. Ainsi, pour s'assurer de cette périodicité, l'année 1992 est définie comme année de référence et les données hydrologiques de cette année sont répétées cycliquement pendant la période de 33 ans.

Il est important de rappeler que selon les résultats du chapitre 4, le sens des séries temporelles doit être inversé entre les simulations d'essais de traçage (sens normal) et celles de zones de capture (sens inverse). Ces inversions ont été effectuées lors de l'intégration des séries temporelles dans les fichiers de paramétrisation des modèles.

6.3.1 Débits de pompage

Neuf puits de pompage exploitent les eaux souterraines de la partie nord de l'aquifère du Seeland (Fig. 6.6). Ces puits captent au total ~ 15 millions de m³ par année. Dans cette étude, seules les variations temporelles du débit du captage SWG 1950 sont prises en considération. Les débits des autres puits sont supposés constants et sont définis comme conditions aux limites de type puits dont le débit annuel moyen est imposé (Tab. 6.1).

Pour le captage SWG 1950, les variations temporelles des débits d'exploitation sont prises en compte. Les débits de pompage varient au cours de l'année en passant d'un minimum de ~ 30 l/s au mois de février à un peu plus de 110 l/s pendant la période estivale. Le débit de pompage annuel moyen est de

Captage	Coordonnée		Débits imposés	
	X	Y	[m ³ /s]	[m ³ /j]
Gimmiz 1	585392	211227	$7.22 \cdot 10^{-2}$	6240
Gimmiz 2	585884	211357	$2.52 \cdot 10^{-2}$	2175
Gimmiz 3	585815	211217	$4.15 \cdot 10^{-2}$	3585
Werdthof	587383	214192	$4.62 \cdot 10^{-3}$	400
Forellenzucht	589515	217148	$3.67 \cdot 10^{-2}$	3168
Bieler PW 1	590127	216223	$4.17 \cdot 10^{-4}$	36
Bieler PW 2	590131	216422	$3.34 \cdot 10^{-5}$	2.9
Bürox AG	592155	220742	$1.00 \cdot 10^{-2}$	864
SWG 1950	588754	216756	$3.03 \cdot 10^{-2}$	2618

TAB. 6.1 : Débits de pompage annuels moyens utilisés pour simuler la zone de capture en régime d'écoulement permanent moyen.

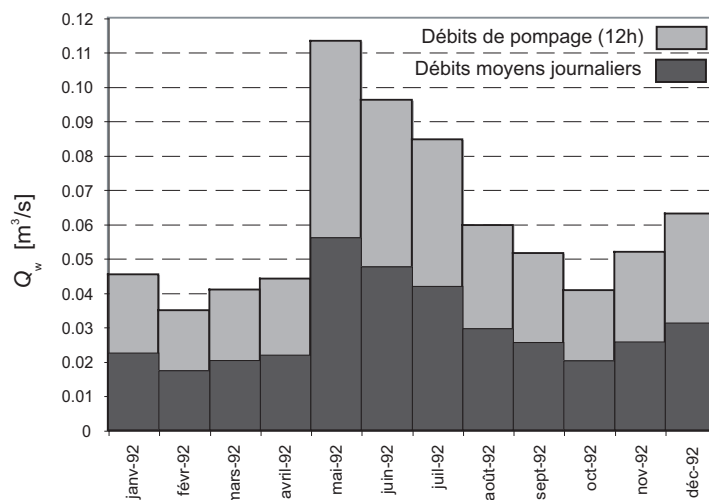


FIG. 6.2 : Evolution temporelle du débit de pompage du captage SWG 1950 ainsi que de la moyenne journalière.

~ 60 l/s, mais les pompages sont actifs uniquement 12 h par jour. Le débit imposé pour le régime d'écoulement permanent moyen correspond donc à la moyenne annuelle et journalière, soit environ 30 l/s ou $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$. Les débits de l'année 1992 sont également utilisés comme série de référence. Les débits de pompage réels ainsi que les débits journaliers moyens sont représentés à la figure 6.2.

6.3.2 Variations limnimétriques

Dans cette étude, seules les variations temporelles du niveau de l'Ancienne Aar sont considérées, car il est présumé que ces dernières sont d'une impor-

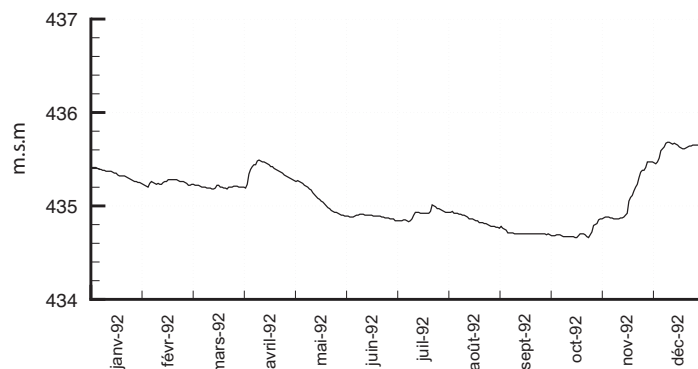


FIG. 6.3 : Limnigramme type de l'Ancienne Aar pour l'année de référence 1992.

tance majeure sur l'organisation régionale des écoulements. Bien que Jordan (2000) ait également pris en compte les variations temporelles des canaux de Hagneck et de Nidau-Büren, les niveaux de ces derniers sont ici supposés constants.

Pour l'Ancienne Aar, les niveaux limnimétriques de référence sont interpolés linéairement tout le long du tracé entre plusieurs points de référence, à partir de ~ 444.6 m pour le point le plus au Sud jusqu'à ~ 426.3 m pour le point le plus au Nord, à la jonction avec le Canal de Nidau-Büren. Des limnigrammes sont ensuite attribués pour chacun des noeuds qui ont tous la même distribution temporelle, mais qui sont simplement décalés en fonction du niveau de référence. Ainsi, environ 300 limnigrammes distincts sont attribués sur l'ensemble du modèle. Un exemple de limnigramme de l'Ancienne Aar est illustré en figure 6.3.

6.3.3 Infiltration par les précipitations

Les données pluviométriques journalières de l'année 1992 ont été converties en infiltration efficace par Jordan (2000) à l'aide d'un modèle à deux réservoirs. La recharge par les précipitations supposée homogène sur l'ensemble du domaine est en moyenne de 0.65 mm/j. Les variations temporelles des précipitations pour l'année 1992 sont illustrées par la figure 6.4. Comme pour les autres paramètres transitoires, l'année 1992 est une année de référence qui est répétée de manière cyclique sur l'ensemble de la simulation.

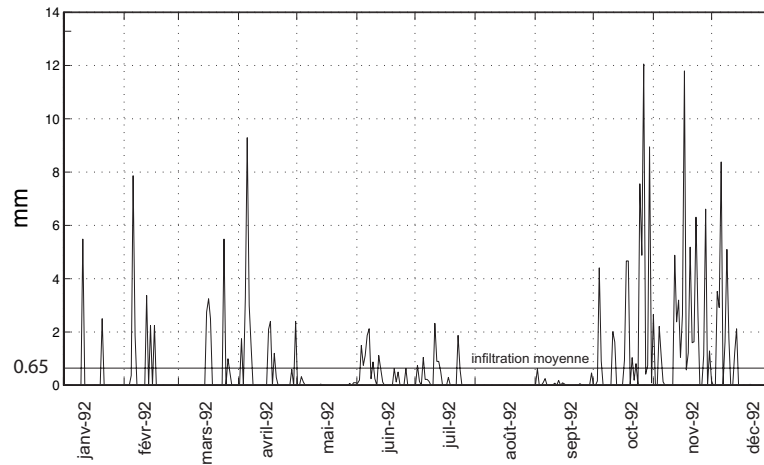


FIG. 6.4 : Données pluviométriques pour l'année de référence 1992. Hauteurs d'eau infiltrées par jour, basées sur les hauteurs des précipitations journalières à la station Lyss R001 (ARA).

6.4 Modèle numérique

6.4.1 Paramétrisation du modèle

Les paramètres d'écoulement et de transport sont tirés de Jordan (2000). Seuls les coefficients de transfert sont adaptés afin de calibrer à nouveau le modèle pour les nouvelles conditions transitoires appliquées dans cette étude.

Le champ de conductivité hydraulique est hétérogène et est obtenu par régionalisation de données provenant d'essais de pompage. Les conductivités hydrauliques sont comprises entre 10^{-4} et $5 \cdot 10^{-3}$ m/s.

L'aquifère du Seeland étant une nappe libre, le coefficient d'emmaganement est assimilé à la porosité de drainage. La porosité a été régionalisée par Jordan (2000) sur l'ensemble du domaine à l'aide d'une relation empirique. Les résultats donnent une porosité comprise entre 6 et 7 %.

Pour le transport de soluté, une porosité de 10% est attribuée de manière uniforme sur l'ensemble du domaine. Les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale sont respectivement $\alpha_L = 50$ m et $\alpha_T = 5$ m. Le coefficient de diffusion moléculaire est $D_m = 10^{-9}$ m²/s.

6.4.2 Conditions aux limites

Pour les écoulements, l'Ancienne Aar est définie par une limite de type transfert afin de simuler les effets du colmatage du lit de la rivière. Les

canaux de Hagneck et de Nidau-Büren sont définis par des limites de type Dirichlet dont les charges imposées sont constantes dans le temps, mais varient linéairement de l'amont vers l'aval (Fig. 6.6). Les coefficients de transfert infiltrants et exfiltrants sont de $8.78 \cdot 10^{-5}$ 1/s.

De même le canal de Binnen est défini par une limite de type transfert dont les coefficients sont inférieurs à ceux de l'Ancienne Aar (Fig. 6.6). Les coefficients de transfert infiltrants sont de $\sim 10^{-6}$ 1/s et les coefficients exfiltrants de $\sim 10^{-7}$ 1/s.

Les neufs puits du domaine sont définis avec des limites de type puits dont le débit imposé correspond à la valeur annuelle moyenne (Fig. 6.6). Seul le captage SWG 1950 est défini avec un débit basé sur les fluctuations journalières (Fig. 6.2)

Les conditions aux limites pour le transport en écoulement inverse sont définies par une probabilité imposée $p=1$ au puits de Worben et $p=0$ sur toutes les autres limites exfiltrantes du domaine. Le caractère infiltrant ou exfiltrant des limites pouvant varier à chaque pas de temps et pour chaque limite, les conditions aux limites pour le transport sont adaptées automatiquement.

Pour les simulations d'essais de traçage, une condition $p=0$ est imposée sur l'ensemble des limites infiltrantes. A nouveau, ces dernières variant à chaque pas de temps, les noeuds auxquels ces conditions sont appliquées sont redéfinis pour chaque pas de temps.

6.4.3 Détermination des paramètres moyens

La zone de capture transitoire périodique est comparée avec la zone de capture permanente de moyennes eaux. Les conditions moyennes pour les écoulements sont simplement définies par la moyenne temporelle des trois composantes transitoires. Ainsi, le débit de pompage moyen est $\bar{Q}_w = 2618$ m³/j, la recharge moyenne par les précipitations est $\bar{i} = 0.65$ mm/j. Le niveau moyen de l'Ancienne Aar est compris entre 443.88 m pour le point le plus au Sud et 427.18 m pour le point le plus au Nord. La zone de capture permanente moyenne est calculée avec ces paramètres et est illustrée en figure 6.5.

6.4.4 Conditions initiales

Dans un premier temps, le modèle a été résolu en régime transitoire pour les écoulements uniquement, afin d'obtenir un état de l'aquifère en équilibre périodique avec les conditions aux limites. Une fois le régime périodique atteint, la distribution des charges correspondant au début d'un nouveau cycle est imposée comme condition initiale. Cela permet de réduire les temps de calculs lors de la simulation des essais de traçage.

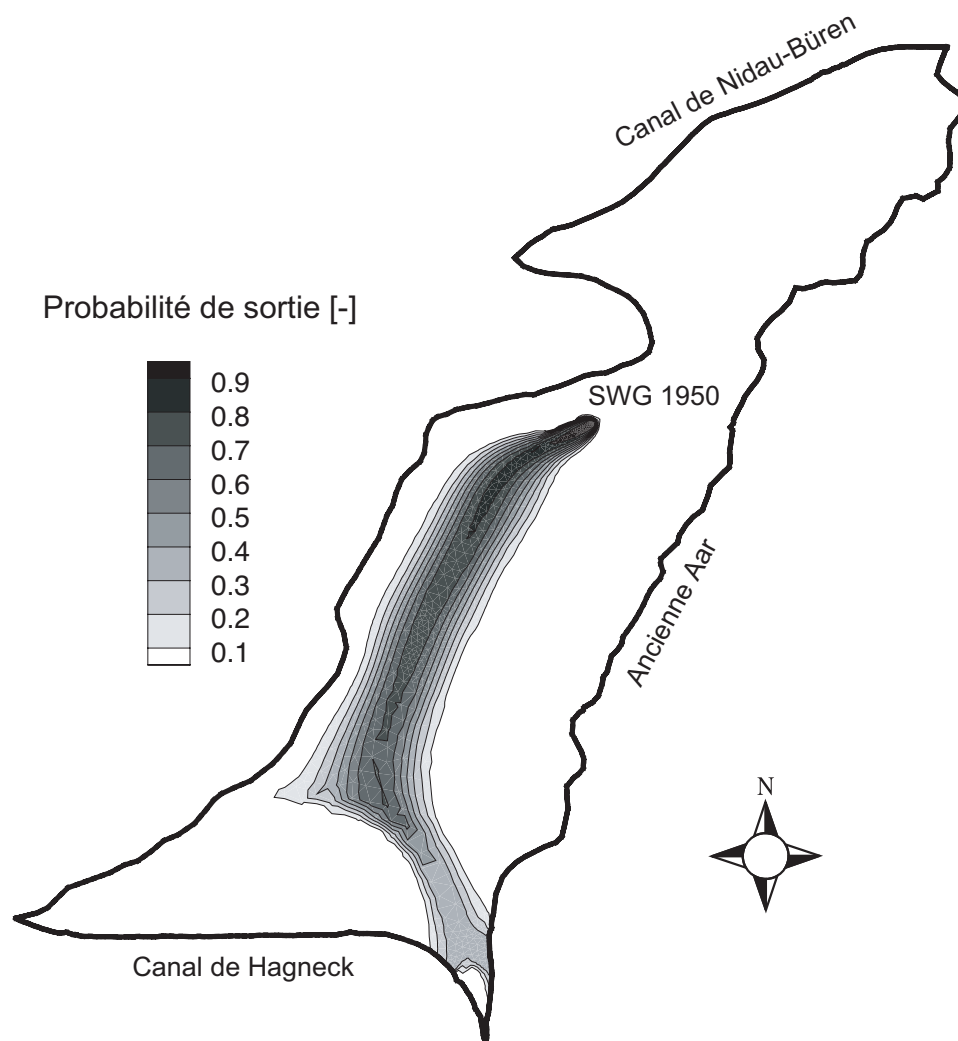


FIG. 6.5 : Zone de capture en régime d'écoulement moyen permanent du puits SWG 1950 à Worben.

Dans le chapitre 4, les injections de traceur en x_0 ont été prise en compte comme condition initiale pour le transport ($C(\mathbf{x}, t = 0) = \delta(x - x_0)$). Cela s'est avéré possible à partir du moment où les écoulements étaient définis par des fonctions sinusoïdales analytiques pour lesquelles il suffisait de faire varier le paramètre de déphasage pour simuler des temps d'injection différents (cf. ch. 4.2.7 page 115). Or pour le modèle du Seeland ainsi que pour les autres modèles basés sur des observations réelles, les séries temporelles employées ne sont pas paramétrables de la sorte. Par conséquent, les temps définis correspondent réellement aux moments où les injections se produisent et ne sont donc pas définis comme condition initiale au sens stricte. Une commande spéciale du logiciel Groundwater permet d'injecter la quantité de matière voulue à l'endroit $\mathbf{x}_o$ et au temps t_0 désirés, sous forme d'un pulse, mathématiquement défini par la distribution Dirac $\delta(t - t_0) \times \delta(x - x_o)$.

6.4.5 Points d'observation

L'évolution temporelle du champ de probabilité est suivie par 12 points d'observation localisés en amont du puits de captage de Worben et répartis jusqu'à l'Ancienne Aar (Fig. 6.6). Les coordonnées des points sont présentées dans l'annexe E.1.

6.5 Résultats

6.5.1 Evolution temporelle des charges hydrauliques

L'évolution temporelle des charges hydrauliques est analysée sur une période de deux ans pendant la phase stationnaire. Les évolutions du débit de pompage, des infiltrations et du niveau de l'Ancienne Aar sont mises en relation avec l'évolution temporelle des charges hydrauliques simulées sur l'ensemble des points d'observation (Fig. 6.7).

En toute logique, la figure 6.7-D montre que lorsque les débits de pompage augmentent aux mois de mai et juin, les niveaux d'eau aux points d'observation localisés à proximité du puits diminuent de manière synchrone. Les effets des variations journalières y sont également observés, mais sont très rapidement amortis en s'éloignant du puits. Les points localisés à proximité de l'Ancienne Aar ne sont pas affectés par les variations du débit de pompage mais uniquement par les précipitations et par le niveau de l'Ancienne Aar. Pendant les mois de juillet et d'août, les niveaux d'eau des points localisés à proximité des puits restent bas et se stabilisent malgré la diminution des débits de pompage.

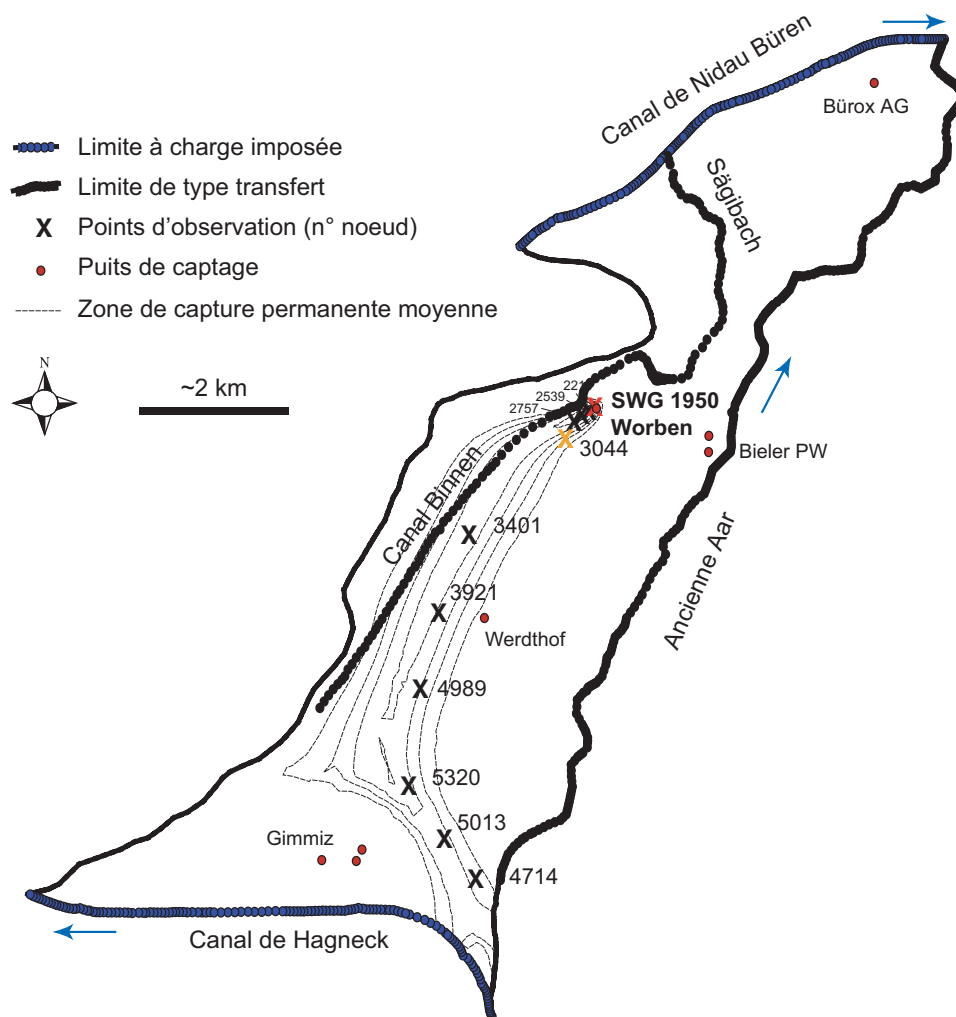


FIG. 6.6 : Localisation des points d'observation, des puits de captage et des cours d'eau pour le modèle du Seeland, et types de conditions aux limites.

Dès les premières pluies, au mois d'octobre, les niveaux d'eau remontent de manière simultanée sur l'ensemble de l'aquifère et restent hauts jusqu'au printemps suivant. Cette hausse des charges hydrauliques est plus marquée pour les points localisés à proximité du puits de Worben car elle coïncide avec une diminution des débits de pompage. Le point le plus proche de l'Ancienne Aar montre clairement l'effet de l'infiltration par les précipitations qui survient au mois d'octobre, un mois avant la montée des eaux dans la rivière, dont l'effet est marqué par un deuxième pic au mois de novembre (Fig. 6.7-D).

Par conséquent les résultats confirment qu'en toute logique, les charges hydrauliques simulées aux points localisés à proximité de l'Ancienne Aar sont

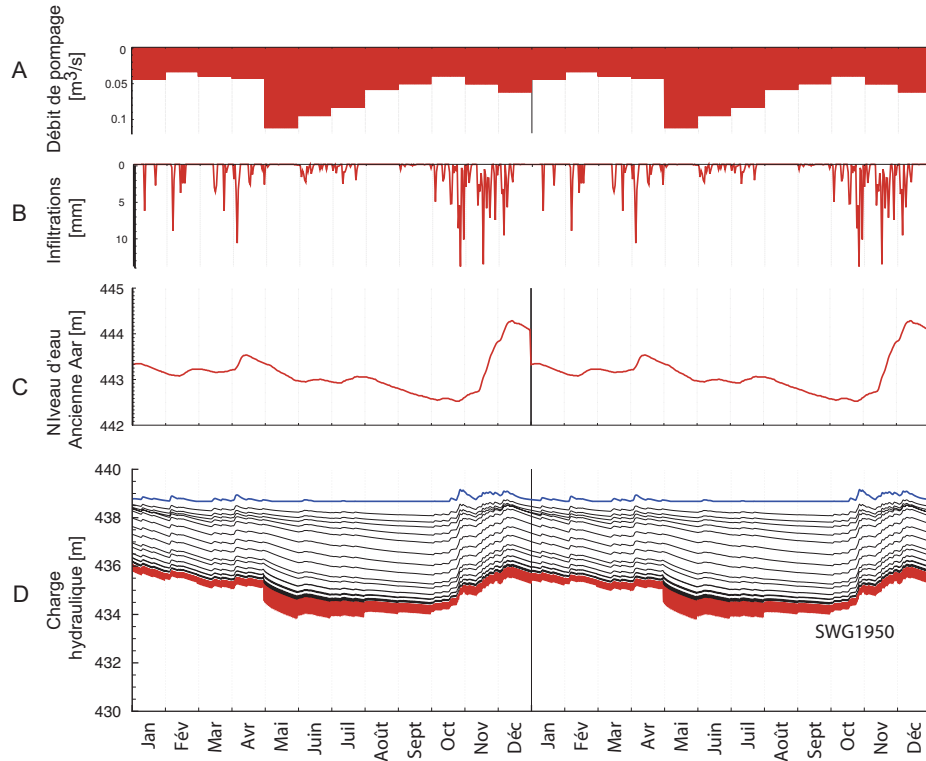


FIG. 6.7 : Evolution temporelle des charges hydrauliques [m] pour onze points d'observation dont le puits de captage de Worben et comparaison avec l'évolution (A) des débits de pompage [m^3/j], (B) des précipitations [mm] et (C) des niveaux d'eau dans l'Ancienne Aar [m].

contrôlées par le niveau de celle-ci, alors que celles des points localisés à proximité du puits de captage sont tout naturellement contrôlées par le débit mensuel moyen du puits. A proximité du puits, les variations sont amplifiées par l'apport ou par le déficit des précipitations.

6.5.2 Comparaison entre les probabilités p et les taux de restitution m

Afin de valider, par simulation numérique expérimentale, la méthode de délimitation des zones de capture transitoires pour des nappes libres avec un apport par les précipitations, les valeurs de probabilité sont comparées avec les taux de restitution de 15 simulations d'essais de traçage dont le point d'injection est situé à environ 500 m au Sud-Ouest du captage SWG 1950.

Chaque essai de traçage résulte d'une simulation distincte en sens d'écoulement « normal ». Les courbes de restitution de quelques essais de traçage sont représentées par la figure 6.9 qui compare l'évolution temporelle des courbes de restitution au captage SWG 1950 avec l'évolution de la charge hydraulique et de la concentration au point d'injection.

Pour les essais de traçage dont les temps d'injection sont respectivement 10, 270 et 330 j, l'effet de l'augmentation du débit de pompage pendant la période estivale est marqué par l'infléchissement des courbes de restitution, augmentant quelque peu la masse restituée (Fig. 6.9). Cependant, malgré cette augmentation du débit, les taux pour 270 et 330 j restent faibles, indiquant que le débit de pompage n'est pas la cause principale des taux de restitution.

Les taux de restitution sont comparés avec l'évolution transitoire de la probabilité p observée au noeud 3044 (Fig. 6.8). Pour les probabilités, les résultats donnent $p_{\max}=0.803$ et $p_{\min}=0.336$ et une probabilité moyenne $\bar{p}=0.541$. L'écart absolu des probabilités est de 0.467. Pour les taux de restitution, les résultats donnent $m_{\max}=0.745$ et $m_{\min}=0.421$ avec une moyenne $\bar{m}=0.547$. La figure 6.8 montre que malgré des écarts systématiques compris entre 5% et 8%, les deux grandeurs présentent une distribution similaire. Par conséquent, les méthodes sont considérées comme satisfaisantes. Dans le chapitre 4, il est montré que ces écarts sont essentiellement liés à la discrétisation de l'espace et du temps. Les écarts sont cependant nettement plus importants pour ce cas d'application que pour les modèles simples présentés dans le chapitre 4. Ces différences sont interprétées comme des effets liés à la discrétisation de l'espace (mailles de ~ 70 m) au niveau du point d'injection ainsi qu'aux différences entre les conditions initiales pour le calcul du champ p et celles simulations d'essais de traçage.

6.5.3 Evolution temporelle du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$

Le champ de probabilité transitoire est simulé en régime d'écoulement arrière pendant 33 ans, afin d'obtenir le régime stationnaire et un champ de probabilité qui oscille périodiquement. L'année 1992 est considérée comme une année type et les données hydrologiques sont répétées de manière périodique sur l'ensemble de la simulation. Les variations pluriannuelles ne sont donc pas prises en considération.

Les résultats obtenus confirment bien qu'une fois l'état stationnaire atteint, les probabilités oscillent de manière périodique entre une valeur maximale $p_{\max}$ et minimale $p_{\min}$. Ces observations sont cohérentes avec les conclusions du chapitre 4 mais sont obtenues, dans ce chapitre, pour une nappe libre, avec un apport par les précipitations et avec plusieurs paramètres fluctuant simultanément.

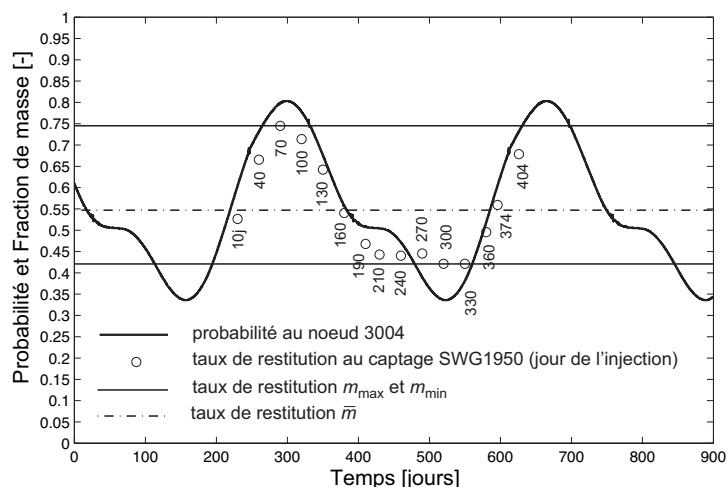


FIG. 6.8 : Comparaison entre l'évolution transitoire de la zone de capture du puits de Worben simulée au noeud 3044 avec les taux de restitution de 15 essais de traçage au même noeud.

La figure 6.11-B illustre l'évolution temporelle sur 33 ans des probabilités simulées en 11 points d'observation répartis sur le domaine en amont du puits, jusqu'à l'Ancienne Aar. La figure 6.11-B montre, d'une part, que par effet de dispersion et de dilution, les probabilités moyennes diminuent avec l'augmentation de la distance au puits. D'autre part, comme pour les cas théoriques des chapitres 4 et 5, les mesures des écarts absolus Δp entre $p_{\max}$ et $p_{\min}$ sont faibles à proximité du puits de pompage et augmentent avec la distance. La distribution spatiale des écarts absolus confirme cette tendance. En effet, la figure 6.10 montre que les écarts absolus maximaux sont localisés en aval du puits dans une zone excentrique de forme parabolique autour du puits, tronquée par le canal de Binnen (Fig. 6.10). Dans cette zone, les écarts absolus tendent à diminuer latéralement et avec la distance. Dans le sens du courant, les écarts passent par un maximum relatif à environ 600 m en amont du puits (point B sur la figure 6.10). Ces observations confirment à nouveau les tendances observées pour les écarts absolus et relatifs des cas théoriques du chapitre 5.

De plus, la figure 6.13 montre clairement les effets de la variation des conditions d'infiltration au niveau du canal de Hagneck et de l'Ancienne Aar. Ces variations entraînent des changements dans les processus de dilution qui vont s'atténuer avec la distance. Les variations étant relativement faibles, les distances le sont également.

Les variations des niveaux d'eau et de l'infiltration ont également pour effet de faire migrer transversalement la ligne de partage des eaux entre celles qui s'écoulent vers le Nord en direction de captage de Worben et celles qui sont captées par les trois puits de Gimmiz. Le positionnement de cette ligne

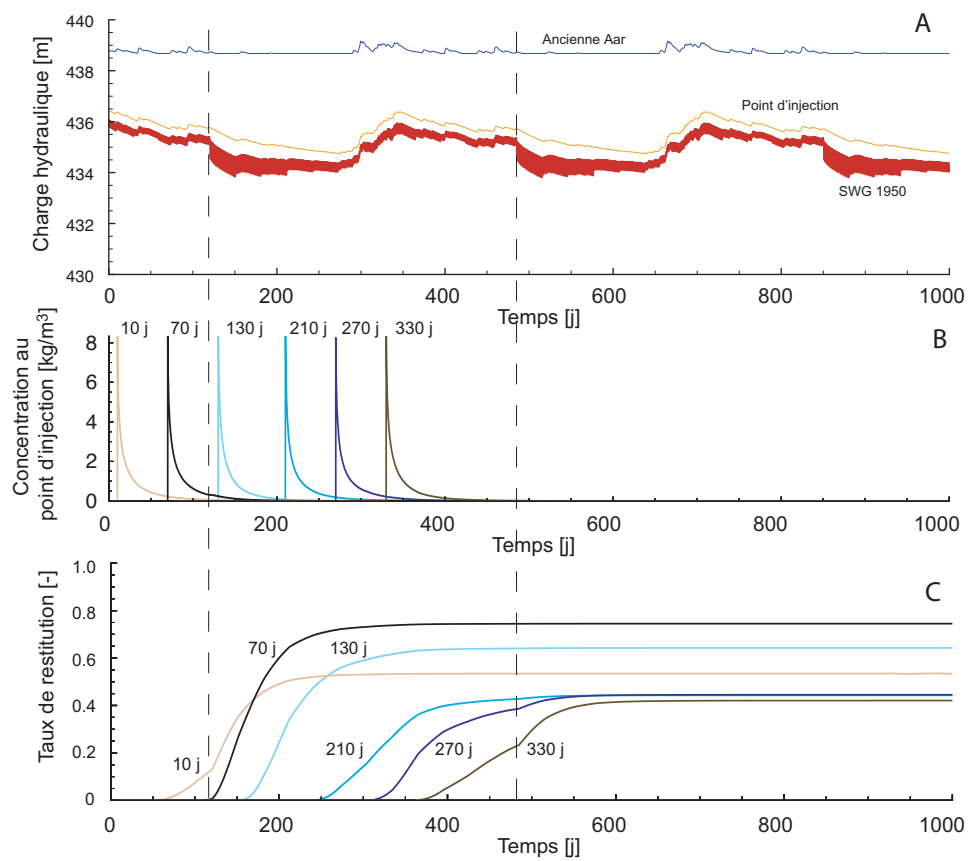


FIG. 6.9 : Essais de traçage au noeud 3044 dont les injections sont effectuées aux temps 10, 70, 130, 210, 270 et 330 jours. A. Evolution des charges hydrauliques en différents points d'observation. B. Evolution de la concentration au point d'injection. C. Courbes de restitution au captage SWG 1950.

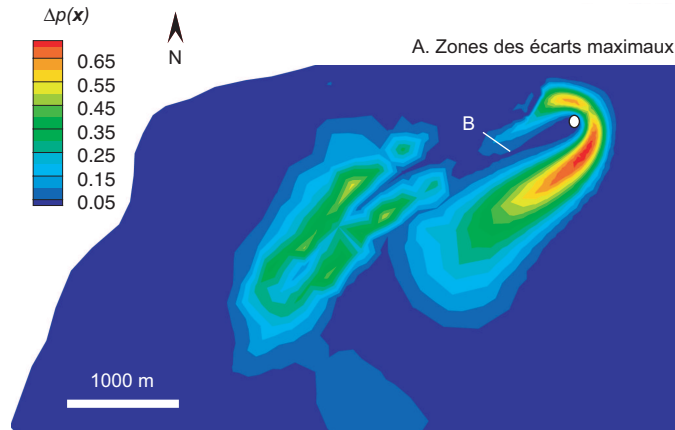


FIG. 6.10 : Ecart entre probabilité de capture composite maximale et la probabilité annuelle moyenne.

étant très sensible aux conditions d'infiltration, les probabilités simulées dans cette zone oscillent de manière significative par simple effet d'advection (Fig. 6.13).

Finalement, la figure 6.13 montre l'effet de la condition de type transfert du canal de Binnen qui, selon les périodes, est infiltrant ou exfiltrant. Lorsque les conditions hydrauliques engendrent une exfiltration, les probabilités simulées sont très fortement diminuées par effet de dilution. Ces processus sont illustrés en annexe E.1-A.

Tous ces effets sont également observés sur les graphiques des figures 6.11-B et 6.12-B, où les courbes de probabilité des points localisés à proximité de l'Ancienne Aar noeuds 4083 et 4714) et des points localisés à proximité du puits de captage, oscillent de manière significative.

Pour les points localisés à proximité du puits de pompage et pour lesquels les variations périodiques des probabilités sont importantes, on observe que ces dernières fluctuent périodiquement sur une période de 365 jours, soit la durée de l'année hydrologique de référence (Fig. 6.14-E). Cependant l'évolution des probabilités fluctue également sur une période plus courte proche d'une demi-année. Pour le noeud 2757, les écarts entre les maxima absolus et relatifs se succèdent au rythme de 7 mois et 5 mois. Ces écarts correspondent précisément aux fluctuations annuelles des débits de pompage

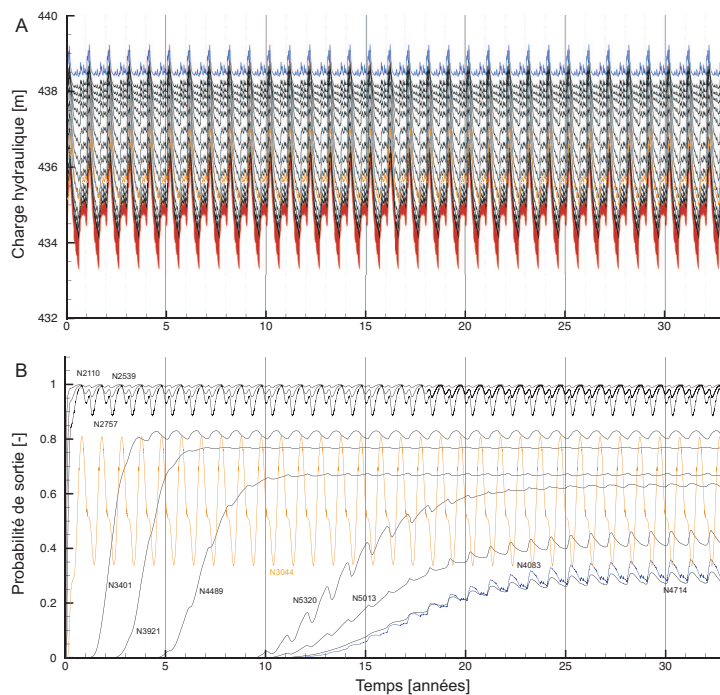


FIG. 6.11 : Evolution temporelle des charges hydrauliques (A) et des probabilités (B) simulées en régime d'écoulement « arrière » périodique, pendant 33 ans.

mensuels moyens. On peut en déduire que les probabilités au noeud 2754 ainsi qu'au noeud 3044 dont les probabilités suivent la même évolution, sont principalement contrôlées par les débits de pompage mensuels moyens (Fig. 6.14-E).

Les effets liés à l'infiltration par les précipitations ne sont pas observés de manière évidente sur la figure 6.14-E.

Finalement, à partir du moment où aucun effet de l'Ancienne Aar n'est observé sur les charges hydrauliques simulées aux noeuds localisés à proximité du captage de Worben, il est également supposé que ses variations limnimétriques n'ont aucun effet sur les oscillations des probabilités.

Par conséquent, l'évolution transitoire des probabilités de capture dépend principalement de l'évolution des débits de pompage moyens.

En analysant de très près l'évolution temporelle des courbes pour 4 points d'observation localisés à proximité du puits de captage, les effets des fluctuations journalières des débits de pompage sont observés. Les amplitudes étant très faibles en comparaison des fluctuations de plus longues périodes, les effets des fluctuations journalières des débits de pompage sont considérées comme négligeables à des distances au puits supérieures à 89 m (Fig. 6.15).

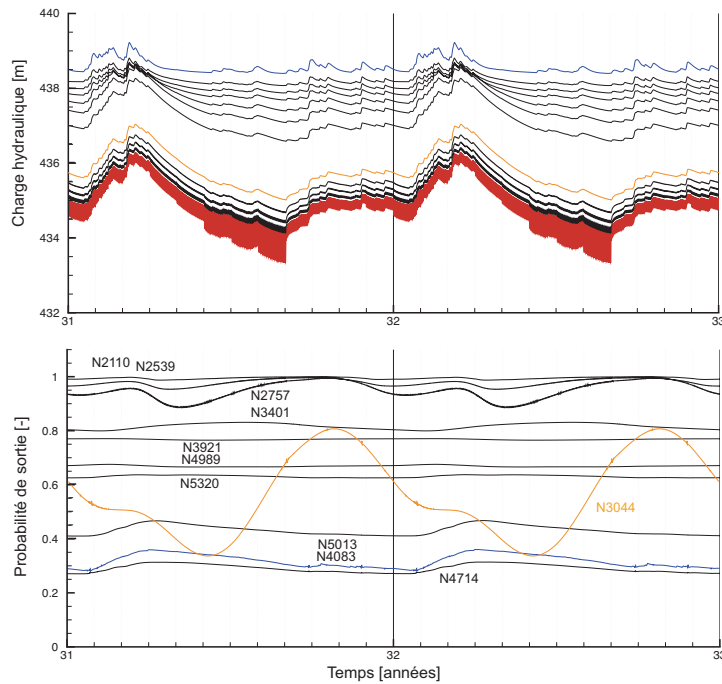


FIG. 6.12 : Evolution temporelle des charges hydrauliques (A) et des probabilités (B) simulées en régime d'écoulement arrière périodique, sur une période de 2 ans.

6.5.4 Comparaison entre les zones de capture transitoires et permanentes

Les dimensions de la zone de capture transitoire sont comparées avec celles des zones de capture permanentes de moyennes et de basses eaux (Fig. 6.16). Selon les conclusions du chapitre 5, pour les périodes beaucoup plus courtes que le temps de transit moyen, le régime d'écoulement transitoire peut être simulé de manière approximative par le régime d'écoulement permanent moyen. Dans l'aquifère du Seeland, Kazemi et al. (2006) déterminent un temps de transit moyen en régime d'écoulement permanent moyen de 7.9 ans qui prend en compte les eaux jeunes de ~ 3 ans provenant des infiltration directes et les eaux plus anciennes de ~ 15 ans qui proviennent de l'ancienne Aar. En condition d'écoulement de basses eaux, les âges moyens sont de 21.7 ans avec une plus grande proportion d'eau qui provient du canal de Hagneck et de l'Ancienne Aar (Kazemi et al., 2006). Des études récentes du rapport isotopique $^3\text{H}/^3\text{He}$ donnent un âge moyen de ~ 11 ans (Kozel, 2007, communication orale, basée sur une étude de l'EAWAG de 2005/2006). Dans ce travail, les temps de transit moyens calculés en régimes permanents de moyennes et de basses eaux sont respectivement de 14.1 et 17.5 ans.

Ces ordres de grandeur pour les temps de transit moyens ont comme implication que les zones de capture de basses et de hautes eaux ont un sens

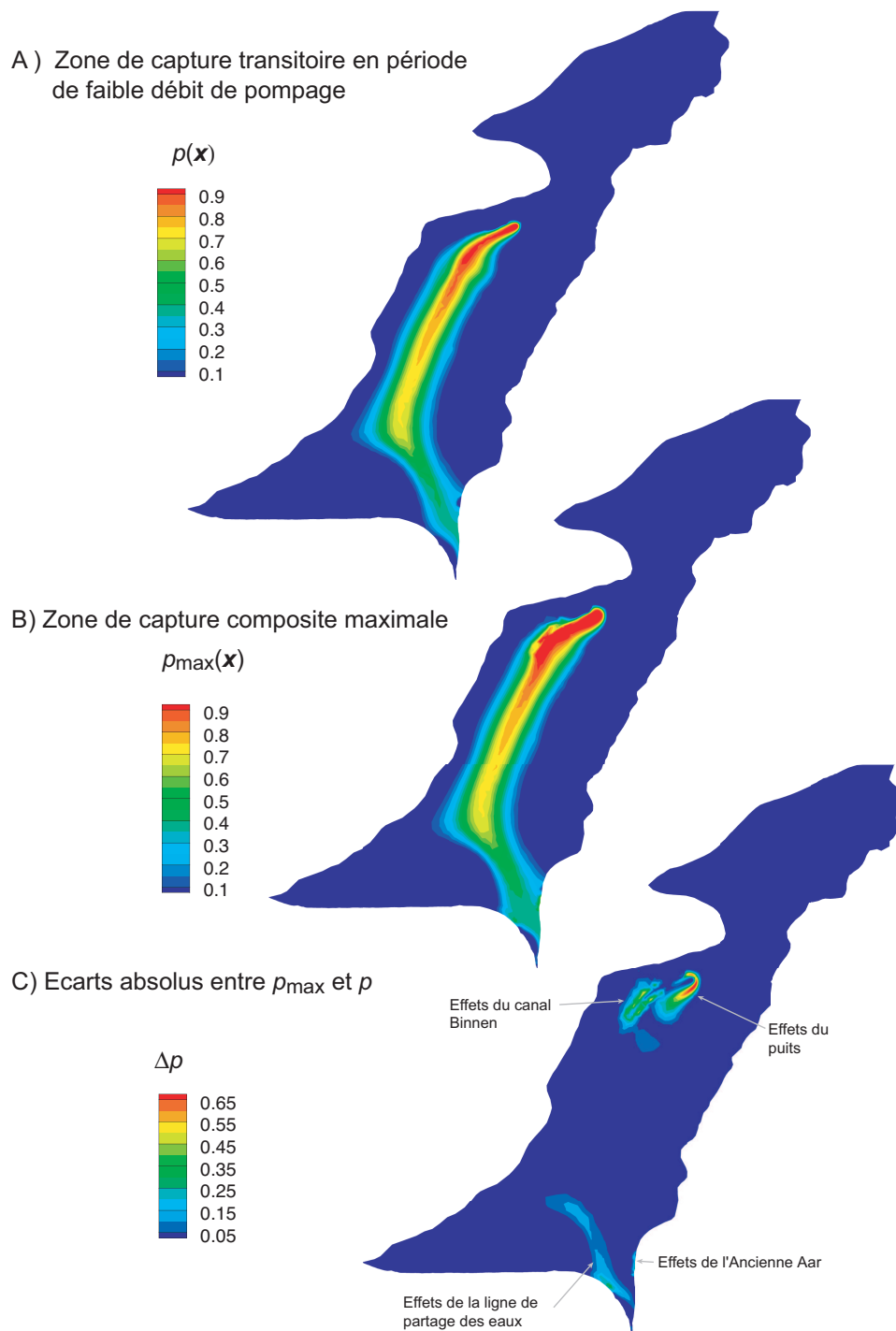


FIG. 6.13 : A. Zone de capture transitoire pour le captage SWG 1950 de Worben, après 33 ans de simulation. B. Zone de capture composite maximale. C. Ecart absolu de probabilité entre la zone de capture maximale et transitoire illustrée en A.

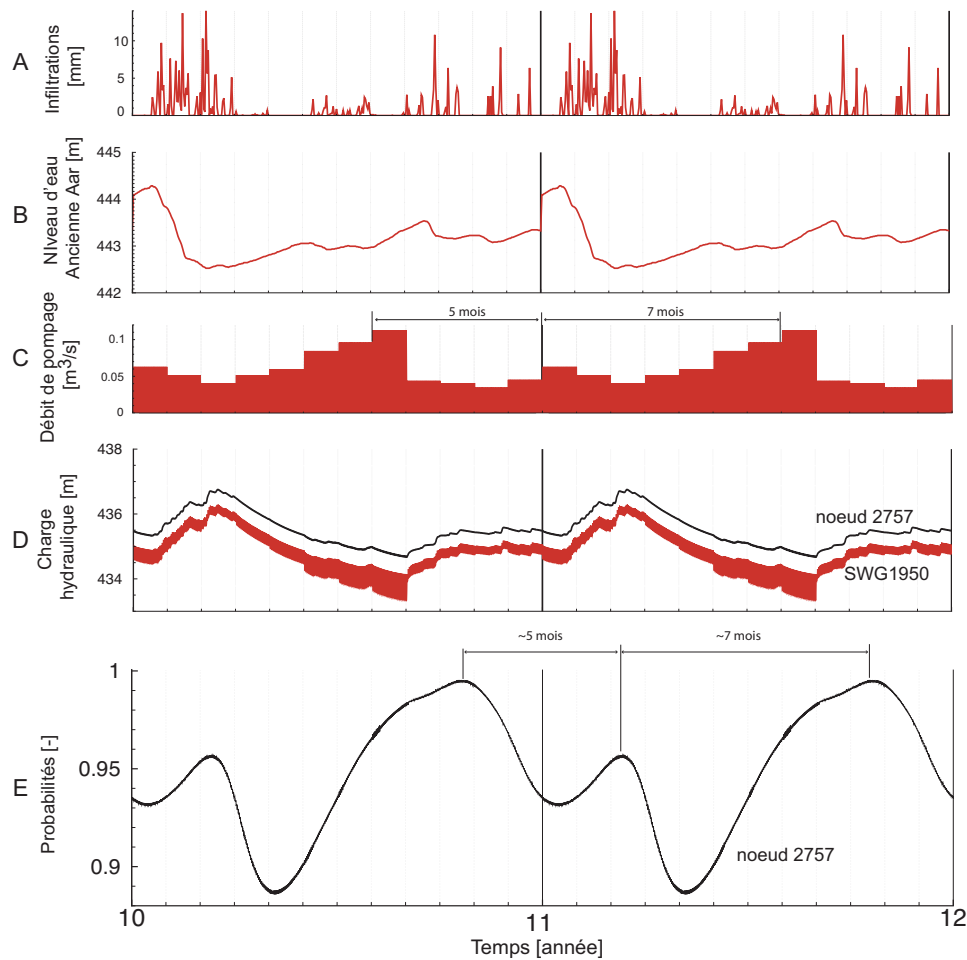


FIG. 6.14 : Evolution temporelle de la probabilité simulée au noeud 2757 et comparaison avec (A) les infiltrations directes par les précipitations, (B) le niveau de l'Ancienne Aar, (C) les débits de pompage et (D) les charges hydrauliques simulées au puits et au noeud 2757.

uniquement pour les fluctuations dont les périodes sont supérieures au double du temps de transit moyen, soit environ 40 ans. Dans cette étude, les débits de pompage varient quotidiennement et semestriellement voir annuellement. Les précipitations varient également au rythme quotidien, mais avec en première approximation, des périodes de pluie qui se produisent environ tous les 3 mois. Les fluctuations de l'Ancienne Aar se font également sur une période d'une année. En conclusion, toutes les fluctuations considérées ont des périodes nettement inférieures au double du temps de transit moyen. Selon les conclusions des chapitres précédents, la zone de capture transitoire devrait alors pouvoir être simulée de manière satisfaisante par les conditions moyennes.

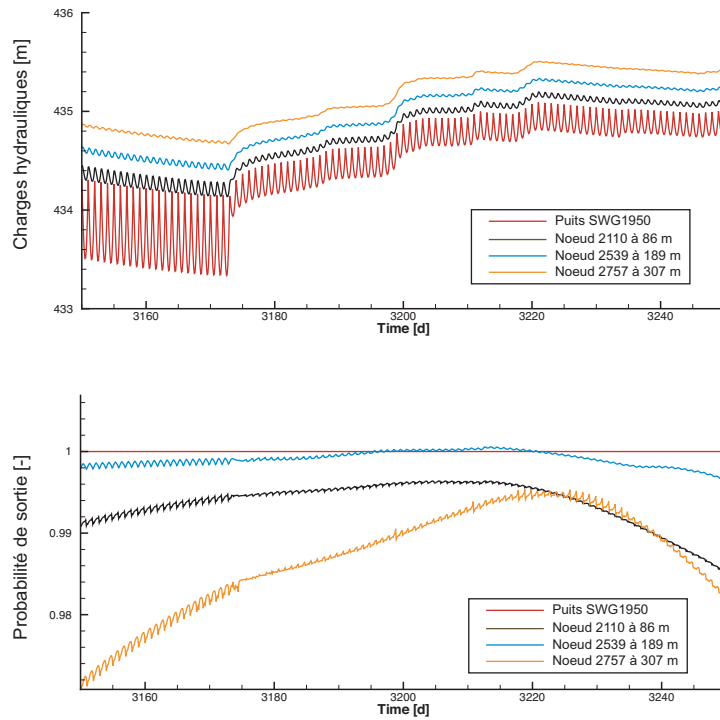


FIG. 6.15 : Evolution temporelle des charges hydrauliques et des probabilités au puits de captage SWG 1950 et pour trois points d'observation situé à proximité immédiate du puits.

La figure 6.16 compare la zone de capture transitoire après 33 ans avec les zones de capture obtenues en régime d'écoulement moyen (lignes noires) et en régime d'écoulement de basses eaux (lignes blanches).

Dans la partie centrale du domaine, les écoulements diffèrent peu entre les deux conditions permanentes. Ainsi il n'est pas étonnant que les deux zones de capture soient proches. En revanche, dans la partie sud du domaine, au niveau de la ligne de partage des eaux, les variations des conditions hydrologiques influencent les systèmes d'écoulement de manière significative. Ainsi la figure 6.16 montre clairement que la zone de capture transitoire est tout à fait équivalente à la zone de capture permanente moyenne.

La comparaison entre les isolignes de probabilités montre que la zone de capture transitoire est sensiblement plus étendue que la zone de capture permanente de moyennes eaux. Cette observation met en évidence les effets de dispersion supplémentaire induites par les fluctuations de la direction des écoulements qui se produisent principalement dans la zone de cône de rabattement. Cependant, l'absence d'inversion régionale de gradient hydraulique fait que cette dispersion supplémentaire est d'importance limitée.

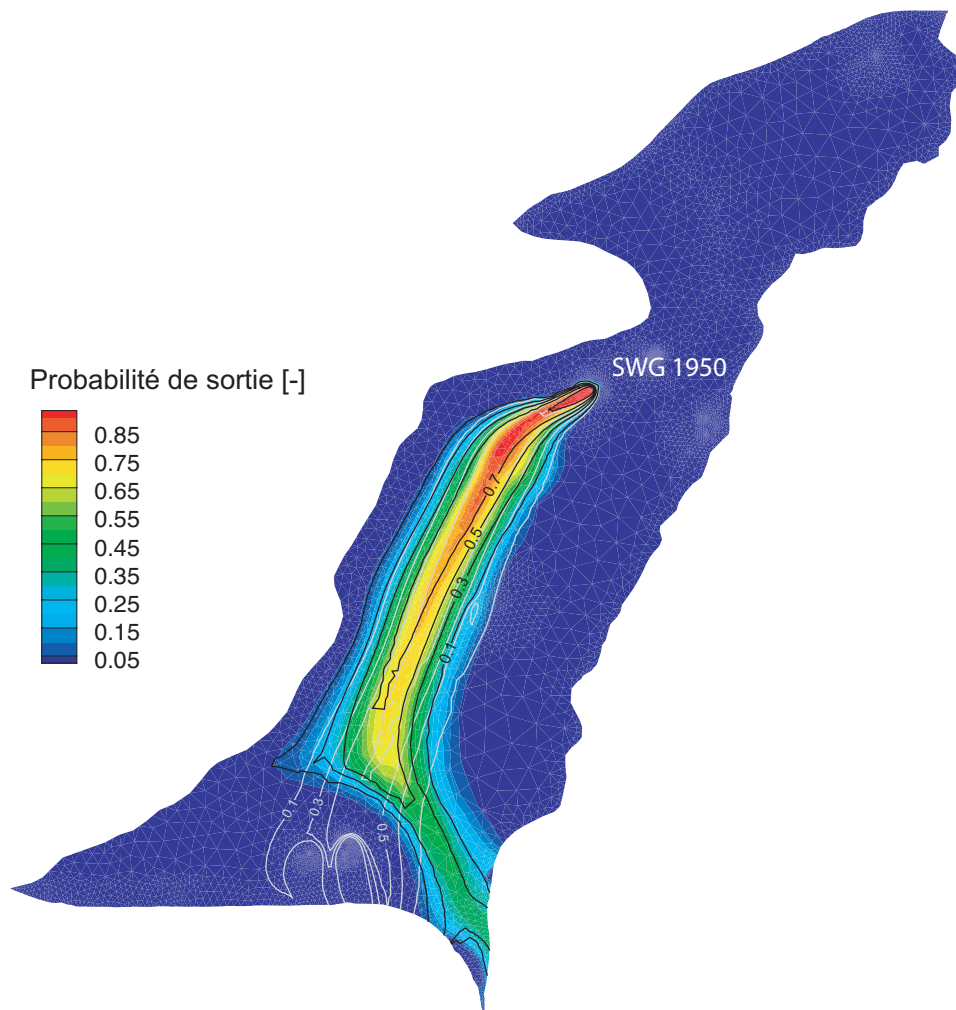


FIG. 6.16 : Comparaison de la zone de capture transitoire en période de faible débit de pompage avec les zones de capture permanentes de moyennes eaux (lignes noires) et de basses eaux (lignes blanches).

6.5.5 Application aux zones de capture temporelles

Dans cette section, les zones de capture temporelles à 10 j du captage de Worben sont calculées. Ces zones sont calculées sur la base du débit d'exploitation réel. Si le débit de concession avait été utilisé, les zones de capture temporelles à 10 j pourraient être assimilées aux zones de protection S2, conformément à la législation suisse.

L'intensité des précipitations étant constantes sur le domaine, ces dernières n'influencent pas les gradients hydrauliques à proximité du captage. Ainsi, les zones de protection sont identiques pour des intensités de précipitations représentatives des conditions réelles (comprises entre 0 mm/j et 10 mm/j).

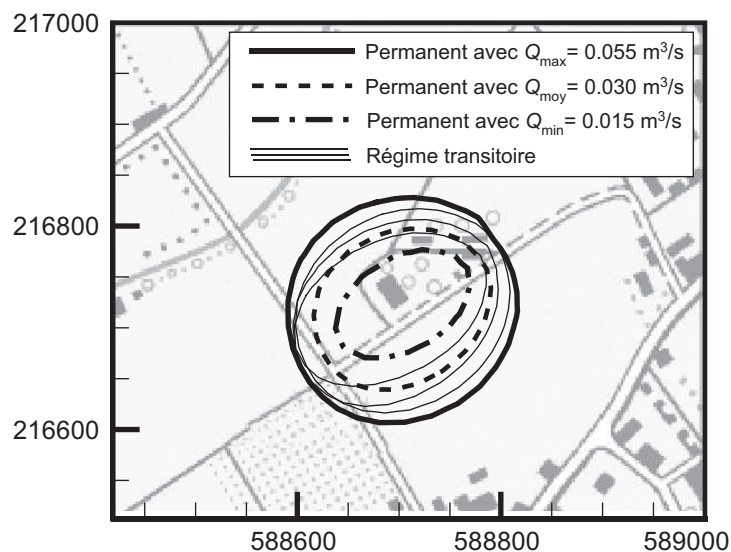


FIG. 6.17 : Comparaison des zones de capture temporelles à 10 j calculées en régimes permanents de hautes, moyennes et basses eaux, avec les zones calculées en régime d'écoulement transitoire réparties à différents instants de l'année hydrologique. La moyenne est calculée sur la base de la série temporelle complète et ne correspond pas nécessairement à la moyenne entre les deux extrêmes.

Les résultats précédents montrent que les niveaux piézométriques à proximité du captage de Worben ne sont pas soumis aux fluctuations temporelles de l'Ancienne Aar. L'aquifère étant non-confiné, les signaux sont amortis sur des distances beaucoup plus courtes. Par conséquent, seules les débits de pompage peuvent potentiellement influencer les dimensions des zones de protection

Les zones de capture temporelle à 10 j sont calculées en régime d'écoulement permanent moyen avec respectivement, un débit de pompage minimal ($Q_{\min} = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$), moyen ($Q_{\text{moy}} = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$) et maximal ($Q_{\max} = 0.055 \text{ m}^3/\text{s}$). Les trois zones de capture temporelles sont comparées à celles obtenues en régime d'écoulement transitoire à différents moments dans l'année hydrologique de référence (Fig. 6.17).

Les résultats confirment que les zones de capture temporelles à 10 j en régime d'écoulement transitoire sont comprises entre celles obtenues en conditions permanentes maximales et minimales.

6.6 Discussion

6.6.1 Résumé

Dans ce chapitre, l'objectif principal était d'appliquer les méthodes de délimitation des zones de capture probabilistes transitoires pour un aquifère libre avec des conditions limites réalistes qui prennent en compte l'apport par les précipitations. La partie nord de l'aquifère du Seeland dans le Canton de Berne (CH) a été choisie comme cas d'application pratique et la zone de capture transitoire du captage SWG 1950 de Worben a été modélisée. Les modèles numériques employés dans cette étude sont basés sur les modèles développés par Jordan (2000) qui ont été calibrés à la fois pour les régimes d'écoulements permanents et transitoires. Le modèle simule les écoulements souterrains sur la base des données hydrologiques de l'année 1992 qui sont répétées périodiquement pendant les 33 ans que dure la simulation. Dans cette étude, les fluctuations transitoires suivantes sont prises en compte :

1. Variations journalières et mensuelles du débit de pompage du puits SWG 1950
2. Variations journalières des précipitations
3. Variations du niveau d'eau de l'Ancienne Aar

Dans un premier temps, la zone de capture transitoire du puits SWG 1950 a été calculée et les résultats montrent qu'elle se stabilise après environ 33 années similaires à l'année hydrologique 1992. Une fois l'état stationnaire atteint, seules les zones localisées à proximité des limites fluctuantes montrent de petites variations du champ de probabilité. Les zones localisées au milieu du domaine ont des probabilités de capture qui sont pratiquement constantes.

Le champ de probabilité simulé a été comparé, dans un deuxième temps, aux taux de restitution de séries d'essais de traçage répartis sur une année. Les résultats obtenus montrent que la distribution des taux de restitution est comparable à celle des probabilités. Les résultats montrent cependant des différences non négligeables, mais qui sont en partie liées à la discrétisation spatiale et temporelle du modèle.

Finalement, la zone de capture transitoire a été comparée à la zone de capture permanente de moyennes eaux et les résultats montrent que les deux zones sont tout à fait équivalentes. Cela est dû au fait que les fluctuations des conditions hydrologiques sont trop rapides par rapport d'une part au temps de séjour moyen de l'ordre d'une dizaine d'années, et d'autre part au temps de transit des eaux infiltrées les plus éloignées qui est de l'ordre de quelques dizaines d'années.

6.6.2 Instabilité du modèle

Des problèmes d'instabilité ont rendu difficile la résolution des processus de transport en régime d'écoulement inverse d'une part à cause de la nature non-linéaire des équations résolues (nappe libre) et, d'autre part, à cause de la complexité des conditions transitoires (conditions aux limites et infiltration).

Pour les écoulements, des problèmes d'instabilité ont été tout particulièrement rencontrés dans la zone d'infiltration de l'Ancienne Aar, à proximité du canal de Hagneck au Sud-Est du domaine. En effet, en régime d'écoulement transitoire, les charges simulées dans cette zone étaient parfois inférieures à la base de l'aquifère. Les premières simulations n'étant pas contraintes, ces incohérences physiques ont engendré des instabilités numériques sous forme d'oscillations en relation avec la limite de type transfert imposée à l'Ancienne Aar, sujettes à amplification.

Ces problèmes ont pu être réglés soit en contraignant les charges hydrauliques par rapport à la base et au toit de l'aquifère, soit en désactivant les conditions de type transfert dans les zones problématiques. Ces zones étant géographiquement très locales, la deuxième solution a été adoptée dans les simulations présentées dans ce chapitre. Les zones de capture obtenues restent très semblables à celles obtenues par Jordan (2000).

De plus, à cause de la nature non-linéaire des processus étudiés, il a été nécessaire d'adapter automatiquement les pas de temps en fonction des variations des conditions d'écoulement à la fois pour les sens normal et inverse. Pour y arriver, le schéma prédictif d'adaptation automatique du pas de temps *Adams-Bashforth/Trapezoid Rule* a été utilisé (voir Cornaton (2007) et Diersch (2005)). Afin de simuler les fluctuations journalières du débit de pompage, le pas de temps maximum est de 0.1 j.

6.6.3 Écarts entre la probabilité de capture et le taux de restitution

Les résultats obtenus dans ce chapitre ont montré que les taux de restitution issus des essais de traçage avaient une distribution qui se rapprochait de celles des probabilités. Dans la plupart des essais, les taux de restitution sont inférieurs de $\sim 5\%$ par rapport aux probabilités de capture. Dans le chapitre 4, ces écarts étaient de l'ordre de 0.1-2%. Il avait été discuté que ces écarts étaient dus à la discrétisation du temps et de l'espace qui engendraient une dispersion numérique supplémentaire. Des essais de raffinement spatial et temporel avaient montré que ces derniers avaient bien pour effets de diminuer ces écarts. Dans ce chapitre, des essais de raffinement du temps ont confirmé ces interprétations. Cependant les taux de restitution sont aug-

mentés de seulement $\sim 0.6\%$. Ces augmentations suffisaient à expliquer les écarts obtenus dans les chapitres précédents, mais ne suffisent pas à compenser complètement les écarts observés dans le modèle du Seeland. Aucun raffinement du maillage n'a été testé. Cependant, d'autres simulations ont été effectuées dans des conditions identiques, mais avec des coefficients de dispersivité supérieurs. Les résultats ont montré des valeurs nettement plus faibles, confirmant que les écarts entre taux de restitution et probabilités de capture sont essentiellement liés à la discrétisation spatiale.

Lors de simulations d'essais de traçage, les conditions initiales utilisées induisent une dispersion initiale du panache de concentration. Cette dispersion initiale aura comme implication de diminuer légèrement la proportion de masse captée par le puits de pompage. Ces différences sont d'autant plus importantes que le point d'injection se situe sur les bords de la zone de capture, où les probabilités de capture sont faibles et où les écarts de probabilités sont importants. Désirant illustrer la méthode par un exemple représentatif, le noeud choisi pour comparer le champ p avec les taux de restitution m se situe précisément dans ces zones. Les écarts calculés devraient donc être maximaux par rapport à d'autres points localisés au centre de la zone de capture.

Néanmoins, la similarité observée entre les distributions des taux de restitution et des probabilités de capture laisse supposer que la méthode de délimitation des zones de capture en régime d'écoulement inverse est valable quelles que soient les conditions d'écoulement.

6.6.4 Comparaison avec la zone de capture de moyennes eaux

Les résultats du chapitre 5 ont montré que la zone de capture transitoire pouvait être simulée de manière approximative en régime d'écoulement permanent de moyennes eaux. Ainsi la zone de capture moyenne du captage SWG 1950 a été calculée sur la base des pluies moyennes, du débit de pompage moyen et des niveaux moyens de l'Ancienne Aar.

La zone de capture transitoire a été comparée avec la zone de capture moyenne et les résultats ont montré que les deux zones étaient tout à fait semblables. Les résultats montrent cependant que la zone de capture moyenne est légèrement décalée vers l'Est, par rapport à la zone de capture transitoire. Ce décalage implique que les valeurs de probabilité simulées aux différents points d'observation peuvent montrer des écarts significatifs et qu'ils ne peuvent donc pas être comparés directement. Cependant, la zone la plus critique au niveau des écoulements se situe au Sud du domaine à proximité des puits de Gimmiz et du canal de Hagneck. Dans cette zone, les infiltrations par les cours d'eau et par les précipitations créent un dôme piézométrique

qui, selon le régime d'écoulement, dévie plus ou moins la zone de capture en direction de l'Est. Les deux zones de capture deviennent cependant aussi très semblables dans cette partie du modèle.

Des effets de dispersion supplémentaire induits par les variations locales de la direction des écoulements sont également observés. Cependant, les plus grandes variations d'écoulement étant localisées à proximité du puits de captage et des limites infiltrantes/exfiltrantes du domaine (incluant des inversions locales de courant), les effets de dispersion supplémentaires sont secondaires. La situation serait différente si des inversions de courant se mettaient périodiquement en place sur tout le domaine (inversions régionales).

6.7 Conclusions

Les méthodes de détermination des zones de capture transitoires probabilistes basées sur les champs d'écoulement dits « arrières » ont été appliquées au captage SWG 1950 près de Worben dans la plaine alluviale du Seeland dans le canton de Berne (CH). L'aquifère libre du Seeland est composé de graviers bien triés et est essentiellement alimenté par les précipitations, par l'Ancienne Aar à l'Est et par le canal de Hagneck au Sud.

La zone de capture a été définie en régime d'écoulement transitoire périodique dont les fluctuations sont contrôlées par les fluctuations journalières des précipitations, du niveau de l'Ancienne Aar ainsi que du débit de pompage du captage SWG 1950.

La méthode appliquée permet d'obtenir en une seule simulation et pour chaque point du domaine, la probabilité qu'une particule finisse, tôt ou tard, par être captée par le puits. La validité de la méthode est confirmée par des simulations d'essais de traçage répartis sur l'ensemble de l'année hydrologique. La distribution des taux de restitution au puits est théoriquement équivalente à la probabilité simulée au point d'injection en simulation « arrière ».

En chaque point du domaine, les probabilités oscillent périodiquement entre un maximum et un minimum, dont l'écart absolu dépend de la distance aux limites transitoires. Ainsi les points localisés à proximité du puits de captage montrent des distributions des probabilités qui sont contrôlées par les débits de pompage du puits de captage. Les probabilités simulées aux points localisés à proximité de l'Ancienne Aar sont quant à eux, contrôlés par les fluctuations de son niveau. Les probabilités des points localisés dans la partie centrale du domaine n'oscillent pas de manière significative et ne subissent donc qu'une influence très faible des conditions aux limites.

L'amplitude des probabilités simulées dépend donc de la distance au puits, et également de la période de fluctuation. Pour les périodes courtes, les

effets sont amortis à de faibles distances. Ainsi, les fluctuations des débits de pompage entre le jour et la nuit n'ont pratiquement aucun effet sur les probabilités simulées, même pour des points localisés à moins de 100 m du puits, soit dans la zone de capture temporelle à 10 j.

En revanche, les variations saisonnières des débits de pompage ont des effets qui peuvent, selon les points, entraîner des écarts de probabilité allant jusqu'à environ 40%. Les variations de probabilité de capture les plus importantes sont localisées dans la zone du point de stagnation ainsi que dans une zone excentrique de forme parabolique autour du puits de captage. Ces écarts sont essentiellement dus aux processus d'advection qui se produisent à proximité du puits de captage, soit dans la zone du cône de rabattement (fortes fluctuations, voire inversion locale des écoulements).

L'ensemble des fluctuations périodiques des conditions hydrologiques considérées dans la modélisation de l'aquifère du Seeland sont suffisamment courtes pour que la zone de capture du puits de captage de Worben puisse être simulée de manière satisfaisante par la zone de capture permanente définie par les valeurs moyennes de chaque paramètre transitoire.

Pour conclure, les méthodes numériques appliquées dans ce chapitre pourraient être vérifiées directement sur le terrain par des séries d'essais de traçage dont le point d'injection est identique d'un essai à l'autre et dont les temps d'injection couvrent une année hydrologique complète.

Bibliographie

- Cornaton, F., 2004. Deterministic models of groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems. Phd, University of Neuchâtel.
- Cornaton, F., 2007. GroundWater, a 3-D ground water flow and transport finite element simulator. Neuchâtel.
- Diersch, H.-J., 2005. Error propagation in the newton-based solution control of unsaturated flow. In : FEFLOW Software White Papers. Vol. III. WASY GmbH, Berlin, pp. 13–19.
- Jordan, P., 2000. Modélisation de la partie nord de l’aquifère du Seeland (BE). méthode de détermination des aires d’alimentation zu en milieux poreux. application de la méthode Z_u au captage SWG 1950 de Worben et aux eaux de captages de la plaine du Seeland. Travail de master, Université de Neuchâtel.
- Kazemi, G., Lehr, J., Perrochet, P., 2006. Groundwater Age. John Wiley and Sons, Inc, Hoboken, New Jersey.
- Kellerhals, P., Haefeli, C., 1988. Seeland : Infiltration aus hagneckkanal und alte aare. grundlagen für schutz und bewirtschaftung der grundwasser des kantons bern.
- Kinzelbach, W., Ackerer, P., 1986. Modélisation de la propagation d’un contaminant dans un champ d’écoulement transitoire. Hydrogéologie 2, 197–206.
- Reilly, T., Pollock, D., 1996. Sources of water to wells for transient cyclic systems. Ground Water 34 (6), 979–988.

7

Conclusions

7.1 Synthèse du document

Tout système aquifère est soumis aux fluctuations naturelles des conditions climatiques qui se produisent à différentes échelles de temps. Ainsi, les systèmes d'écoulement fluctuent périodiquement en fonction des variations des conditions d'infiltration. Ces dernières sont contrôlées principalement par (1) les variations saisonnières du taux de précipitations, (2) les variations journalières et saisonnières des niveaux limnimétriques, (3) les battements des marées (en particulier pour les systèmes côtiers), (4) les variations des débits de pompage ou d'infiltration des stations de pompage ou de réinfiltration artificielle.

Lorsqu'une substance dissoute est transportée dans un système aquifère, elle subit les effets des fluctuations temporelles des conditions d'écoulement. En milieux poreux, ces effets peuvent être analysés à partir de solutions analytiques de l'équation classique d'advection-diffusion (ADE) qui sont définies par des conditions aux limites qui varient en fonction du temps. Ces solutions prennent en compte les processus de dispersion et de dilution.

Dans le chapitre 3, des solutions analytiques ont été présentées pour simuler les processus de transport en configuration 2D-horizontale et pour des champs d'écoulement dont l'intensité de la vitesse varie de manière uniforme sur le domaine (coefficient d'emménagement nul). La direction des écoulements reste constante. Dans une telle configuration, le régime d'écoulement transitoire a pour effet de modifier, en premier lieu, la trajectoire suivie par

le centre de masse du panache. En second lieu, si des inversions temporaires du gradient hydraulique régional se produisent, le panache subit un effet de dispersion supplémentaire. En modifiant les coefficients de dispersion par un facteur correctif, il a été possible de calculer des coefficients de dispersion équivalents. Ces coefficients peuvent ensuite être appliqués aux processus de transport en régime d'écoulement permanent afin de prendre en compte l'effet de dispersion supplémentaire lié au régime d'écoulement transitoire.

En deuxième partie du chapitre 3, de nouvelles solutions analytiques ont été développées afin de simuler le transport de substances dissoutes dans un domaine où la direction des flux hydrauliques varie temporellement. Les variations s'opèrent de manière uniforme sur le domaine. Ainsi, les directions d'écoulement sont parallèles en tous points du domaine. Les conditions initiales de ces solutions sont des distributions gaussiennes anisotropes (dont les écarts-type sont différents pour chacun des axes principaux). Dans de telles configurations, les variations de la direction des écoulements peuvent engendrer une très forte augmentation de la dispersion transversale. Celle-ci s'accompagne d'une légère diminution de la dispersion longitudinale.

Une solution analytique a finalement été proposée pour calculer la quantité de masse contenue à l'intérieur des lignes d'iso-concentration tout en permettant de simuler le transport d'une telle entité. Cette notion peut avoir des applications intéressantes dans un contexte d'assainissement des sites pollués en relation avec des nappes d'eaux souterraines.

Les critères de vulnérabilité classiquement appliqués à la protection des ouvrages d'alimentation en eau potable sont affectés par les fluctuations des conditions d'écoulement. Les critères définis dans ce travail sont : (1) le temps d'arrivée du pic de concentration, (2) le temps de première détection d'une concentration seuil, (3) la durée pendant laquelle la concentration seuil est dépassée, et (4) la concentration maximale attendue au point d'observation. Plus l'amplitude et la période des variations des conditions d'écoulement sont grandes, plus ces critères montrent des variabilités importantes. Cependant, pour chaque critère, les valeurs transitoires sont toujours encadrées par les valeurs obtenues en conditions permanentes de fort et de faible gradient hydraulique. Pour les périodes courtes, le régime permanent, défini en conditions d'écoulement moyennes, permet d'obtenir une bonne approximation du régime d'écoulement transitoire.

Dans le chapitre 4, les effets du régime d'écoulement transitoire ont été analysés dans le contexte des captages en eau souterraine. La forme adjointe dite « arrière en temps » de l'équation d'advection-diffusion (ADE) a été appliquée pour délimiter les zones de capture probabilistes d'un puits de captage. Les zones de capture correspondent à la portion de la nappe qui alimente le captage. Les équations ont été résolues par la méthode numérique classique des éléments finis. La méthode appliquée permet d'obtenir le champ

de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ qu'une particule localisée en $\mathbf{x}$ soit captée par le puits en un temps inférieur à t . Lorsque t tend vers l'infini le champ $p(\mathbf{x}, t)$ définit la *zone de capture probabiliste permanente* du puits de captage. Pour $0 < t < \infty$, il définit la *zone de capture temporelle*. L'aire d'alimentation Z_u définie par la législation suisse est dimensionnée sur la base de la zone de capture. Les zones de protection S2 également définies par la législation suisse sont des zones de capture temporelles à 10 j. La méthode appliquée dans ce travail est applicable quelle que soit la complexité du domaine (milieu hétérogène, avec précipitations, régime d'écoulement transitoire, multiples zones d'exfiltration et d'infiltration).

En régime d'écoulement transitoire périodique, le champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ n'est pas constant et les probabilités de capture oscillent autour d'une valeur moyenne. Les oscillations sont cadencées par les fluctuations des conditions aux limites. Des simulations d'essais de traçage répartis sur l'ensemble de la période de fluctuation ont montré empiriquement que la distribution des probabilités correspond à celle des taux de restitution des essais de traçage, à une erreur de discrétisation près. Ces méthodes permettent de déterminer en un seul calcul, pour l'ensemble du domaine et sur l'intégralité de l'année hydrologique, l'intervalle des probabilités possibles de capture.

En utilisant un champ d'écoulement inversé, des séries d'injections instantanées au captage ont permis d'obtenir en chaque point du domaine, des fonctions de transfert $F_\delta^b(\mathbf{x}, t, t_i)$ qui dépendent du temps t et qui diffèrent selon le temps d'injection t_i . Ces fonctions peuvent être intégrées et permettent d'obtenir, selon la variable d'intégration, l'évolution temporelle du champ de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ d'une part, et l'évolution temporelle des concentrations relatives au puits $c_r^f(\mathbf{x}_p, t)$, d'autre part. Ces concentrations relatives correspondent à celles obtenues dans un scénario de contaminations diffuses au point $\mathbf{x}$.

L'amplitude des variations du champ $p(\mathbf{x}, t)$ et des concentrations relatives dépend de (1) la période des fluctuations, (2) de leur amplitude, (3) des propriétés physiques de l'aquifère (diffusivité) et (4) du temps de transit moyen des particules. Les résultats ont permis de montrer que les fluctuations des probabilités sont grandes dans les zones où les variations des écoulements sont les plus importantes, telle que la zone du cône de rabattement.

En tous points du domaine, les probabilités de capture oscillent périodiquement entre deux valeurs limites. Ces limites correspondent aux probabilités calculées en régimes d'écoulement permanents de hautes et de basses eaux. Cependant, les probabilités maximales et minimales transitoires atteignent ces valeurs extrêmes uniquement si les périodes de fluctuation sont suffisamment longues. Les concentrations relatives au puits, issues d'une injection continue, varient également entre deux valeurs limites. Contrairement aux champs de probabilité, ces valeurs limites ne sont pas égales aux concentra-

tions relatives obtenues en conditions d'écoulement permanentes de hautes et de basses eaux.

Finalement, le rapport $\kappa = \frac{\tau}{P}$ entre le temps de transit moyen et la période de fluctuation est un critère important pour déterminer si le régime d'écoulement transitoire doit être pris en considération ou pas. Pour les périodes de fluctuation supérieures au double du temps de transit moyen, les valeurs maximales et minimales des probabilités peuvent être obtenues de manière exacte par les conditions permanentes de hautes et de basses eaux. Pour les périodes de fluctuation courtes, les écarts de probabilité sont négligeables et la zone de capture transitoire peut être obtenue de manière approximative en conditions d'écoulement permanentes moyennes. La valeur exacte à partir de laquelle les écarts sont négligeables n'a pas pu être déterminée avec précision car elle dépend des conditions propres à chaque site d'étude. Il reste donc une plage de périodes pour lesquelles le régime transitoire ne peut être approché, ni par un régime permanent moyen, ni par un régime permanent de hautes ou des basses eaux.

Dans le chapitre 5, une nouvelle approche a été proposée afin de simuler en régime d'écoulement permanent équivalent, les valeurs maximales et minimales des probabilités simulées en régime d'écoulement transitoire. Cette approche se base sur le fait que les dimensions des zones de capture sont principalement contrôlées par le débit de pompage et par l'intensité des flux hydrauliques régionaux. Partant de ce principe, elle détermine des débits de pompage équivalents appliqués en régime d'écoulement permanent mais qui intègrent les effets du régime d'écoulement transitoire. Ces méthodes nécessitent de déterminer au préalable les temps de transit moyen pour les différents régimes d'écoulement permanents.

Pour terminer, dans le chapitre 6, l'ensemble des méthodes de délimitation des zones de capture en régime d'écoulement transitoire a été appliqué au captage de Worben dans la plaine du Seeland (Suisse occidentale). L'aquifère du Seeland est non-confiné. Il est délimité par trois cours d'eau dont les niveaux fluctuent temporellement. Les variations temporelles des débits d'exploitation ainsi que les taux d'infiltration par les précipitations sont également pris en compte. La zone de capture du puits de Worben a été calculée en répétant les séries temporelles de l'année 1992 pendant 33 ans. Ce cas d'application a montré que les méthodes de détermination des zones de capture en régime d'écoulement transitoire donnent des résultats satisfaisants. Les zones de plus grande variation des probabilités sont localisées dans les parties de l'aquifère où les variations des conditions d'écoulement sont les plus marquées. Ces zones concernent la proximité immédiate du captage et de l'Ancienne Aar, mais également les zones localisées le long du Canal de Binnen où les relations nappe-rivière peuvent s'inverser selon le niveau phréatique.

7.2 Dimensionnement des mesures d'organisation du territoire des puits de captage en régime d'écoulement transitoire

7.2.1 Rappel des bases légales concernant la protection des eaux souterraines

Pour rappel, la loi sur la protection des eaux (LEaux, 1991) et l'ordonnance sur la protection des eaux (OEaux, 1998) fixent le cadre légal dans lequel s'inscrivent les mesures d'organisation du territoire visant à la protection des eaux superficielles et souterraines. La loi a pour objectif de protéger les eaux contre toute atteinte nuisible et vise notamment à *préserver la santé des être humains, des animaux et des plantes* et à *garantir l'approvisionnement en eau potable* (art. 1, LEaux). La loi introduit par cet article les notions de préservation de quantité et de qualité des eaux. Dans ces buts, la législation fixe des mesures d'organisation du territoire relatives à la protection des captages d'eau souterraine et des installations d'alimentation artificielle. Parmi ces mesures, la loi définit d'une part *les secteurs de protection* des eaux (art. 19 LEaux) et, d'autre part, les *zones de protection* des eaux souterraines (art. 20 LEaux).

L'aire d'alimentation Z_u

Parmi les secteurs de protection des eaux, la loi distingue les *secteurs particulièrement menacés* des autres secteurs. L'*aire d'alimentation* Z_u fait partie des secteurs particulièrement menacés (art. 29 OEaux). « Elle est destinée à *préserver la qualité des eaux qui alimentent les captages d'intérêt public, existants ou prévus, si l'eau est polluée par des substances dont la dégradation et la rétention sont insuffisantes, ou si de telles substances présentent un danger concret de pollution* » (art. 29 OEaux).

L'annexe 4 de l'ordonnance fixe les bases pour le dimensionnement de l'aire d'alimentation Z_u : *L'aire d'alimentation Z_u couvre la zone où se reforment à l'étiage, environ 90% des eaux du sous-sol pouvant être prélevées au maximum par un captage. Lorsque la détermination de la zone exige un travail disproportionné, l'aire d'alimentation Z_u couvre tout le bassin d'alimentation du captage.* (OEaux, annexe 4, chiffre 113)

Ainsi, selon l'OEaux, les bases de dimensionnement de l'aire d'alimentation Z_u sont :

- les conditions d'étiage
- un débit de prélèvement maximal

La loi indique que l'aire d'alimentation doit être dimensionnée sur la base

des zones où se reforment *environ 90%* des eaux du sous-sol. Cette notion y est introduite afin de limiter l'impact des mesures de protection en excluant les zones qui participent faiblement au débit de prélèvement total.

La zone de protection rapprochée S2

Les zones de protection des eaux souterraines comprennent la *zone du captage* (zone S1), la *zone de protection rapprochée* (zone S2) et la *zone de protection éloignée* (zone S3) (chiffres 121, OEaux). Chaque zone a un objectif particulier. Seule la zone S2 est véritablement concernée par les résultats de la présente contribution. Cette dernière doit, entre autres, *empêcher que les eaux du sous-sol soient polluées par des germes ou des virus ainsi que par des excavations et travaux souterrains* (chiffre 123, al. 1).

L'annexe 4 de l'ordonnance fixe les bases pour le dimensionnement de la zone de protection rapprochée S2 : *Pour les eaux du sous-sol présentes dans les roches meubles, le dimensionnement des zones S2 et S3 est déterminé par la quantité maximale pouvant être prélevée et sur la base d'une situation d'étiage* (annexe 4, chiffre 121, OEaux).

Au chiffre 123, la présente ordonnance précise que *pour les eaux du sous-sol présentes dans les roches meubles, (la zone de protection rapprochée) est dimensionnée de sorte que (1) la durée d'écoulement des eaux du sous-sol, de la limite extérieure de la zone S2 au captage ou à l'installation d'alimentation artificielle, soit de 10 j au moins, et que (2) la distance entre la zone S1 et la limite extérieure de la zone S2, dans le sens du courant, soit de 100 m au moins ; elle peut être inférieure si les études hydrogéologiques permettent de prouver que le captage ou l'installation d'alimentation artificielle sont aussi bien protégés par des couches de couverture peu perméables et intactes.* (annexe 4, ch. 123, OEaux)

Ainsi, selon l'OEaux, les bases de dimensionnement de zone de protection rapprochée S2 sont :

- la quantité maximale pouvant être prélevée
- une situation d'étiage

Elle introduit également la notion de *durée d'écoulement de 10 j* entre la limite extérieure de la zone S2 et le captage.

7.2.2 Recommandations des autorités

Au sujet du dimensionnement des aires d'alimentation Z_u , les autorités ont publié des guides d'instructions pratiques qui contiennent des méthodologies détaillées (Bussard et al., 2004; Biaggi, 2005).

La méthodologie proposée par Bussard et al. (2004) permet de déterminer la probabilité p qu'une particule d'eau atteignant la surface de la nappe principale soit captée, tôt ou tard, par le puits. Il convient de distinguer les probabilités obtenues par les méthodes purement advectives de celles obtenues par les méthodes qui prennent également en compte les processus de dispersion. Les méthodes purement advectives peuvent être de type graphique, analytique ou numérique (traçage de particules). Ces méthodes sont toutes binaires, car elles distinguent les zones où les particules rejoignent à coup sûr le captage ($p = 1$) des zones où elles ne peuvent pas le rejoindre du tout ($p = 0$). Les méthodes probabilistes permettent, quant à elles, de déterminer les « vraies » probabilités $p \in [0; 1]$ qu'une particule finisse par être captée par le puits. Les champs de probabilité sont ensuite utilisés comme base de dimensionnement de la zone des 90%.

Les recommandations énoncées dans les aides à l'exécution (OFEFP, 2004; Bussard et al., 2004) diffèrent quelque peu des bases légales fixées par la loi sur la protection des eaux ainsi que par l'ordonnance sur la protection des eaux. En effet, elles recommandent de dimensionner les aires d'alimentation en considérant des *conditions moyennes d'écoulement* et des *conditions moyennes de pompage*. Si les aires d'alimentation sont délimitées avec des méthodes purement advectives, Biaggi (2005) recommande également de calculer ces zones avec *un facteur de sécurité* supplémentaire. Ce facteur de sécurité permet de prendre en compte les incertitudes liées aux processus de dispersion d'une part, ainsi que les variations temporelles des conditions hydrologiques, d'autre part.

A propos du dimensionnement des zones de protection, aucune recommandation n'a été trouvée dans la littérature. Pour cette application, la méthodologie présentée ci-après se base essentiellement sur les conditions fixées par l'ordonnance que sont *la situation d'étiage* et *la quantité maximale* pouvant être prélevée.

7.2.3 Proposition de méthodologie

Dans cette section, une nouvelle méthodologie est proposée pour le dimensionnement des aires d'alimentation Z_u et des zones de protection S2 des captages d'alimentation en eau souterraine. Cette méthodologie est essentiellement basée sur les résultats des chapitres précédents. Sa particularité est d'orienter les investigations sur les aspects transitoires des conditions d'écoulement. Elle se veut donc complémentaire à la méthodologie existante publiée par les autorités compétentes (Bussard et al., 2004; Biaggi, 2005).

Cette méthodologie concerne principalement les étapes préliminaires des investigations dont l'objectif est de déterminer la portion de la nappe qui

alimente le captage. Cette définition est équivalente à la terminologie de zone de capture employée dans la présente contribution.

La bassin d'alimentation du captage prend également en compte les zones de surface qui alimentent la nappe par ruissellement. La méthodologie proposée dans cette section ne concerne pas l'ensemble du bassin d'alimentation, mais uniquement la zone de capture au sens strict.

Les résultats ont permis de montrer que le rapport κ entre le temps de transit moyen et la période de fluctuation semble être un critère déterminant pour déterminer dans quelle mesure, le régime d'écoulement transitoire, peut être approché par des conditions permanentes de moyennes eaux ou à l'inverse permanentes de hautes et de basses eaux. Pour rappel, si $\kappa < 0.5$ les fluctuations transitoires des probabilités peuvent être obtenues de manière totalement équivalente par les conditions permanentes de hautes et de basses eaux. Si $\kappa > 3$ les fluctuations des probabilités sont négligeables et ces dernières sont obtenues de manière approximative par les conditions moyennes. Pour $0.5 < \kappa < 3$ les fluctuations des probabilités ne peuvent être approchées ni par les conditions moyennes ni par les conditions extrêmes.

La méthode présentée ci-dessous permet de définir plus précisément les situations dans lesquelles les conditions d'écoulement réelles peuvent être approchées, soit par des conditions permanentes moyennes, soit par des conditions permanentes extrêmes tout en garantissant une approche sécuritaire. Elle permet également d'identifier les situations pour lesquelles il est nécessaire de simuler les processus de transport en régime d'écoulement transitoire.

Méthodologie

1. Caractérisation des conditions hydrogéologiques du site et identification des systèmes d'écoulement :
 - propriétés physiques de l'aquifère (transmissivité, coefficient d'emmagasinement, porosité, épaisseur,...) ;
 - structures géologiques et limites de l'aquifère.
2. Identification de tous les paramètres et facteurs qui varient dans le temps. Considérer en priorité les fluctuations journalières, saisonnières et annuelles. Si besoin, répertorier également les fluctuations de périodes supérieures. Mesurer :
 - les niveaux limnimétriques des lacs et cours d'eau ;
 - les débits de pompage ;
 - les intensités de précipitations ;
 - les niveaux piézométriques : les charges hydrauliques doivent être mesurées dans des piézomètres répartis sur l'ensemble de l'aquifère, soit à proximité du puits, à proximité des limites fluctuantes mais

également au centre du domaine dans des zones éloignées de toute influence des limites hydrologiques.

3. Analyser les séries temporelles et définir les régimes d'écoulement permanents de hautes, de moyennes et de basses eaux. Les régimes permanents doivent être déterminés sur la base (1) des flux hydrauliques régionaux et (2) des niveaux piézométriques.
4. Caractériser les relations nappe-rivière pour chaque condition permanente et identifier les zones où les conditions d'infiltration-exfiltration peuvent s'inverser :
 - déterminer la période et l'amplitude de chaque fluctuation temporelle ;
 - caractériser les variations temporelles des flux hydrauliques régionaux (ou des gradients hydrauliques régionaux).
5. Identifier l'ensemble des sous-systèmes d'écoulement intégrant le puits et une limite fluctuante qui participe de manière non négligeable au débit de prélèvement total.
6. Éliminer de la sélection, les sous-systèmes dont les amplitudes des fluctuations sont faibles. Ces limites peuvent d'ores et déjà être considérées comme constantes. Les valeurs moyennes sont prises comme références.
7. Déterminer les espérances de vie moyennes pour chaque sous-système dont les amplitudes sont importantes. Afin de favoriser l'approche sécuritaire, les espérances de vie sont déterminées en période de fort gradient hydraulique :
 - déterminer les temps de transit moyens τ pour les sous-systèmes sélectionnés. Si ces derniers sont calculés entre deux limites du domaine, le temps de transit est égal à l'espérance de vie.
8. Pour les sous-systèmes sélectionnés, calculer les rapports entre les temps de transit moyens et les périodes de fluctuation (τ/P).
9. Les conditions dans lesquelles les zones de capture du puits sont délimitées dépendent des rapports τ/P . Procéder comme suit :
 - Si $\tau/P \gg 1$, les fluctuations transitoires peuvent être négligées. Chaque limite qui satisfait cette condition peut être considérée comme constante. Les valeurs moyennes sont alors utilisées comme base de délimitation de la zone de capture en régime d'écoulement permanent¹. Toutefois, dans la zone du cône de rabattement, les dimensions de la zone de capture doivent toujours être définies sur la base de la situation d'étiage avec un débit d'extraction maximum :

¹Le régime d'écoulement transitoire doit être pris en compte à partir d'une valeur seuil du rapport τ/P qui dépend des conditions propres à chaque site d'étude. Cette valeur n'a pas pu être déterminée de manière exacte. De manière certaine, la valeur seuil est nécessairement supérieure à 1. En nappe captive, une valeur seuil de 3 semble convenir davantage comme valeur seuil.

- si aucune inversion temporaire du gradient hydraulique régional n’est constatée, les coefficients de dispersivité classiques sont utilisés,
 - si des inversions temporaires du gradient hydraulique régional sont constatées, les coefficients de dispersivité doivent être modifiés par le facteur correctif f (voir ch. 3),
 - si $\tau/P \leq 0.5$ les processus de transport peuvent être simulés de manière exacte par les conditions permanentes de faible et de fort gradient hydraulique, en utilisant les coefficients de dispersivité classiques. La zone de capture est dimensionnée sur la base de la situation la plus défavorable en considérant systématiquement le débit maximum d’extraction ;
 - si $0.5 < \tau/P \lesssim 1$, le régime d’écoulement transitoire peut avoir des conséquences non négligeables sur les dimensions des zones de capture :
 - si les contraintes économiques sont faibles, le dimensionnement doit être effectué sur la base des conditions d’écoulement extrêmes. Cela favorise une approche sécuritaire ;
 - si les contraintes économiques sont importantes, des processus d’optimisation doivent être appliqués. Des investigations plus poussées doivent être mises en oeuvre afin de prendre en compte les effets réels du régime d’écoulement transitoire ¹. La méthode de détermination des débits de pompage équivalents basés sur les zones de capture composites maximales exposée au chapitre 5 constitue un exemple de méthodologie pouvant être appliquée.
10. Sur la base de la zone de capture permanente ou composite, déterminer le bassin d’alimentation de captage et dimensionner l’aire d’alimentation Z_u avec la limite des 90%. Dans les deux cas, utiliser les méthodes présentées par Bussard et al. (2004).

7.2.4 Commentaires sur la méthodologie

Le point clé de la méthodologie présentée ci-dessus consiste à déterminer le rapport τ/P entre le temps de transit moyen τ et les périodes de fluctuation P . En nappe captive, les résultats ont montré que le régime d’écoulement transitoire doit être pris en compte pour des rapports compris entre 0.5 et 3.

Comme expliqué dans le chapitre 2, les périodes de fluctuations rencontrées dans la nature ne sont pas le fruit du pur hasard, mais sont contrôlées soit par les cycles astronomiques (fluctuations journalières, mensuelles ou saisonnières) soit par d’autres types de cycles comme les orogénèses, par exemple.

En ce qui concerne la protection des captages d'eaux souterraines dans les aquifères superficiels, les facteurs qui fluctuent significativement peuvent être classés en trois catégories : les fluctuations journalières (débit de pompage intermittent, précipitations, crues soudaines), les fluctuations mensuelles (cycles de pompages, marées) et les fluctuations annuelles (conditions hydrologiques d'étiage ou de hautes eaux (cycles saisonniers)). Les fluctuations de périodes supérieures sont généralement négligées car les amplitudes sont faibles et les processus peuvent être considérés comme constants sur les échelles de temps considérées. Cependant, pour les aquifères profonds ou localisés dans des unités peu perméables, il peut s'avérer nécessaire de considérer des fluctuations de plus longues périodes.

En Suisse, les configurations hydrogéologiques principales en milieu poreux concernent soit les aquifères alluviaux récents ou anciens de plus ou moins grande extension, soit les aquifères des roches molassiques.

Pour la première catégorie, les temps de transit dépendent principalement de leurs dimensions et de la distance qui sépare le captage des zones d'infiltration. En Suisse, pour ce type d'aquifère, les temps de transit sont généralement compris entre quelques jours et quelques dizaines d'années. Pour la seconde catégorie, les temps de transit sont généralement plus importants et peuvent atteindre plusieurs milliers d'années.

Dans de nombreux cas d'études qui concernent des aquifères superficiels, les conclusions de la présente contribution montrent que les fluctuations des débits de pompage entre le jour et la nuit sont trop rapides pour influencer de manière significative les dimensions de l'aire d'alimentation et des zones de protection. La zone de l'aquifère localisée à proximité immédiate du captage est une exception. Cependant, cette zone est protégée à un degré supérieur, par les zones de protection rapprochée et éloignée.

Pour la grande majorité des captages d'alimentation en Suisse, les fluctuations journalières, saisonnières, annuelles et pluriannuelles sont les périodes dont l'impact est potentiellement important. Pour les captages localisés dans des aquifères côtiers, les effets des marées sont également à prendre en considération.

Concernant les aires d'alimentation Z_u , il résulte de la présente étude, que les conditions moyennes d'écoulement constituent une base de dimensionnement valable seulement si les temps de transit moyens entre les zones de recharge et le captage sont supérieurs à quelques années. Les variations journalières, saisonnières et annuelles ont des périodes trop courtes pour influencer la dimension des aires d'alimentation de manière significative. Ce cas se présente pour les captages dans les aquifères profonds, pour les captages localisés dans des plaines alluviales de grande dimension ainsi que pour les aquifères de très faible porosité. Ces résultats confirment ainsi les recom-

mandations énoncées dans les différentes aides à l'exécution (OFEFP, 2004; Bussard et al., 2004; Biaggi, 2005).

La prise en compte du débit maximum d'extraction est nécessaire, même pour les situations où les rapports τ/P indiquent le contraire. En effet, les variations mensuelles des débits de pompage ne vont pas influencer de manière significative les dimensions de l'aire d'alimentation, à l'exception de la zone localisée dans le rayon d'influence du puits (cône de rabattement). De surcroît, à partir du moment où un débit de concession est accordé par les autorités, aucune loi n'empêcherait les exploitants d'utiliser les ressources au débit maximum, et cela pendant une durée illimitée (tant qu'un débit résiduel conforme à la législation est maintenu). Le dimensionnement de l'aire d'alimentation sur la base d'un débit moyen engendrerait clairement un sous-dimensionnement, et cela quelle que soit l'extension du domaine.

Pour les situations où les temps de transits moyens sont inférieurs à quelques années (5-10 ans), l'approximation par un régime d'écoulement moyen devient plus délicate et peut entraîner des différences non négligeables avec les conditions réelles d'écoulement. Cela concerne tout particulièrement les captages localisés à proximité des cours d'eau où les temps de transits peuvent être de quelques jours. Dans ce cas de configuration, la détermination du rapport τ/P est un bon indicateur pour savoir si les régimes d'écoulement permanents extrêmes peuvent être utilisés comme base de dimensionnement ou si le seul régime d'écoulement transitoire doit être pris en considération.

Si ce rapport est proche de un, il est recommandé de dimensionner les aires d'alimentation sur la base des conditions les plus défavorables, cela afin de favoriser l'approche sécuritaire. Selon le site d'étude, cette situation se rencontre soit en condition d'étiage soit en conditions de hautes eaux. L'aire d'alimentation de plus grande étendue doit nécessairement être retenue. Dans tous les cas, l'aire d'alimentation est dimensionnée sur la base du débit maximum d'extraction.

Pour les zones de protection S2 et S3, les recommandations sont similaires. En effet, la zone S2 correspond à la zone de capture temporelle des 10 j. Dans cette zone, les temps de transit moyen maximum sont précisément de 10 j (par définition). Selon la méthodologie présentée précédemment, les périodes de fluctuation supérieures à 20 j doivent être prises en compte par des conditions permanentes extrêmes et les fluctuations inférieures à 2-3 jours peuvent être obtenues de manière approximative par des conditions moyennes. Ainsi, les variations journalières des débits de pompage sont trop courtes pour influencer les dimensions de la zone S2. Les fluctuations saisonnières sont suffisamment longues pour être considérées comme permanentes. Les calculs ont montré que les zones de capture temporelles à 10 j ont une largeur maximale quand les flux hydrauliques régionaux sont faibles. À l'inverse, la longueur est maximale lorsque les gradients hydrauliques sont forts.

Ainsi, pour favoriser l'approche sécuritaire, la zone de protection S2 devrait être établie par rapport à la réunion des deux zones de capture extrêmes.

7.3 Commentaires sur les bases légales

Dans cette section, des suggestions concrètes de modifications de la loi sur la protection des eaux et de l'ordonnance sur la protection des eaux sont proposées. Elles se basent sur les discussions développées dans les paragraphes précédents.

La définition de l'aire d'alimentation est la suivante : *l'aire d'alimentation Z_u couvre la zone où se reforment à l'étiage, environ 90% des eaux du sous-sol pouvant être prélevées au maximum par un captage. Lorsque la détermination de la zone exige un travail disproportionné, l'aire d'alimentation Z_u couvre tout le bassin d'alimentation du captage.* (OEaux, annexe 4, chiffre 113)

La terminologie de « situation d'étiage » pour des systèmes d'écoulements souterrains est, à mon sens, peu appropriée. De surcroît, elle ne garantit aucunement que la condition la plus défavorable soit utilisée comme base de dimensionnement (au sens de la loi). Ce terme a été défini en hydrologie de surface pour désigner la période dans l'année pendant laquelle les débits des cours d'eau sont minimaux. Cela correspond également à la période de niveaux d'eaux minimaux. En hydrogéologie, cette dénomination peut être interprétée de manière similaire et désigner la période de l'année où les charges hydrauliques sont minimales. Cependant, cela ne correspond pas nécessairement à la situation la plus défavorable en termes de protection des captages d'eaux souterraines.

Une première suggestion de modification de la loi consiste à supprimer tout simplement cette notion de l'ordonnance afin d'être plus conforme à son objectif. La définition du chiffre 113 de l'Annexe 4 de l'OEaux pourrait donc être remplacée par une expression plus générale, telle que « L'aire d'alimentation Z_u couvre la zone où se reforment environ 90% des eaux du sous-sol... ».

Comme expliqué auparavant, les aires d'alimentation et les zones de protection sont dimensionnées sur la base de processus purement advectifs qui séparent les zones à protéger de celles qui ne présentent aucun risque de pollution.

Cette étude introduit deux concepts nouveaux au sens de la loi. Le premier concerne la notion de probabilité de capture obtenue par les formes adjointes de l'équation d'advection-diffusion qui prennent en compte les processus de dispersion hydrodynamique. Le second se trouve lié à la variabilité temporelle des dimensions du bassin d'alimentation.

Concernant la variabilité temporelle, les résultats obtenus dans ce travail ont montré que pour les aires d'alimentation de grande étendue, sauf des cas particuliers, les fluctuations transitoires périodiques ne modifient pas de manière significative les dimensions des bassins d'alimentation. Les cas liés à un taux d'infiltration hétérogène n'ont pas été testés. En régime d'écoulement transitoire, les dimensions de ces derniers correspondent à celles définies en conditions permanentes de moyennes eaux. Ainsi les conditions d'écoulement moyennes pourraient être utilisées comme base de dimensionnement de l'aire Z_u . Cela confirme et appuie les recommandations énoncées dans les différentes aides à l'exécution (OFEFP, 2004; Biaggi, 2005).

Pour rappel, les bases de dimensionnement des zones S2 et S3 sont déterminées par la *quantité maximale* pouvant être prélevée et sur la base d'une *situation d'étiage*. » (OEaux, annexe 4, chiffre 113)

Les commentaires énoncés pour les aires d'alimentation sont également valables pour les zones de protection. En effet, selon les résultats de la présente étude, les zones de capture transitoires à 10 j (base de dimensionnement de la zone S2) sont comprises entre les zones de capture permanentes en conditions permanentes de fort et de faible gradient hydraulique. Les résultats ont montré que pour ces deux cas extrêmes, la largeur maximale de la zone S2 est rencontrée en régime de faible gradient hydraulique. A débit de pompage équivalent la longueur maximale est, quant à elle, obtenue en régime de fort gradient hydraulique.

Ainsi, ma recommandation serait de dimensionner la zone de protection S2 non pas sur la base de la situation d'étiage, mais sur la base des deux conditions permanentes extrêmes et d'utiliser l'enveloppe maximale qui contient les deux zones de capture permanentes extrêmes. Le chiffre 113 de l'OEaux pourrait à nouveau être réécrit en termes plus généraux de « ... sur la base des situations d'écoulement les plus défavorables ».

Le deuxième concept introduit dans la présente étude concerne la notion de probabilité de capture.

Pour les aires d'alimentation, l'objectif de la zone des 90% est de diminuer leur impact en délimitant la zone qui contribue à la majeure partie de la contamination. Cette notion est relativement compliquée à mettre en oeuvre. A partir du moment où un modèle numérique est à disposition, le concept de probabilité apporte des solutions alternatives plus simples qui permettent d'atteindre le même objectif. La délimitation de l'aire d'alimentation pourrait ainsi être basée sur une isoligne de probabilité. Cela nécessiterait néanmoins de nuancer davantage la notion des 90%, dans la législation.

Pour la zone de protection S2, le concept de probabilité pourrait être employé pour différencier les secteurs de protection selon une classe de toxicité des substances potentiellement mobilisables. Chaque classe serait alors exclue

au-delà d'un certain seuil de probabilité. Cette solution est théoriquement très attrayante, mais serait probablement très difficile à mettre en oeuvre dans la pratique.

7.4 Conclusions générales, perspectives et recommandations finales

Dans cette étude, les effets des variations des conditions d'écoulement sur les processus de transport ont tout d'abord été analysés en configurations 1D puis en 2D horizontales avec des intensités de flux hydrauliques qui varient en fonction du temps. Les nouvelles solutions présentées au chapitre 3 étendent l'application des méthodes à des systèmes où la direction du vecteur de flux hydraulique fluctue également dans le temps. Toutes ces analyses sont basées sur l'hypothèse que le coefficient d'emménagement de l'aquifère est nul. La réactivité du système est donc immédiate et les flux hydrauliques varient uniformément sur le domaine. Ces conditions ne sont donc pas complètement représentatives des conditions réelles d'écoulement et les résultats sont à prendre avec précaution. Cependant, ces nouvelles solutions accompagnées par la notion de masse cumulée offrent des pistes de réflexions intéressantes dans le contexte d'assainissement des sites contaminés, par exemple.

Les formes adjointes de l'équation d'advection-diffusion ont ensuite été appliquées en régime d'écoulement transitoire pour obtenir les champs de probabilité dits « arrières ». Cette méthode est démontrée mathématiquement dans la littérature pour des cas où la divergence du flux hydraulique est nulle. Fang et al. (2005) ont démontré qu'elle est également applicable aux cas plus généraux pour lesquels la divergence du flux n'est pas nulle, mais où cette dernière reste constante dans le temps. Dans la présente contribution, la méthode a été appliquée de manière empirique en régime d'écoulement transitoire, c'est à dire pour des cas où la divergence est variable dans le temps. Les simulations d'essais de traçage « avants » et « arrières » ont montré qu'elle est également valable dans de telles conditions. Une démonstration mathématique formelle reste cependant à démontrer.

Pour le cas d'application du captage SWG1950 de Worben dans l'aquifère du Seeland, les résultats ont montré que l'ensemble des périodes des fluctuations étaient suffisamment courtes pour pouvoir être négligées. Le régime d'écoulement permanent permet ainsi d'obtenir une très bonne approximation des dimensions réelles de l'aire d'alimentation. A la vue de ces résultats, il aurait été plus judicieux d'appliquer les méthodes dans un contexte où les temps de transit sont beaucoup plus courts, tels que pour des captage localisés à proximité des cours d'eau. Ainsi, toujours pour l'aquifère du Seeland, la prise en compte du régime transitoire pourrait avoir des implications non

négligeables pour les captages de Gimmiz. Ce cas d'application pourrait être étudié à l'avenir.

La détermination du rapport entre le temps de transit et la période de fluctuation est un critère important pour déterminer si le régime d'écoulement transitoire doit être pris en considération ou pas. Il détermine également la manière dont il peut être simplifié en conditions permanentes d'écoulement.

Dans la méthodologie énoncée dans la section précédente, la détermination de ce rapport n'a pas pu être calculée avec précision car elle dépend des conditions propres à chaque site d'étude (diffusivité, porosité, etc.). Il serait par conséquent utile de développer davantage ce concept en y intégrant les paramètres physiques. Cela permettrait d'obtenir une variable adimensionnelle qui ne dépendrait plus des conditions de site. D'un point de vue pratique, elle consiste davantage en un guide de réflexion plutôt qu'une marche à suivre. En effet elle reste relativement vague sur de nombreux points, et cela pour deux raisons. En premier lieu, elle requiert l'application, à différentes étapes, de diverses méthodes numériques ou analytiques qui n'y sont pas mentionnées explicitement. En second lieu, les configurations hydrologiques et géologiques des domaines aquifères sont souvent trop complexes et trop variées pour pouvoir être généralisées. Des procédures détaillées devraient être développées selon des configurations fréquemment rencontrées dans les études de cas (reprise de la notion d'aquitype).

La loi vise à préserver la qualité des eaux souterraines sur la base des cas les plus défavorables. Ainsi, elle détermine les prélèvements maximaux d'une part et, d'autre part, une situation d'étiage. Elle présuppose ainsi que ces deux conditions définissent les cas les plus défavorables. Or, selon les résultats de la présente recherche, les conditions les plus défavorables ne sont pas nécessairement obtenues en régimes d'écoulements permanents de hautes et de basses eaux. Ces approximations sont valables pour les probabilités de capture, mais ne le sont pas pour les concentrations relatives. Les aires d'alimentation étant basées sur les champs de probabilité, leurs dimensionnements en régimes d'écoulements permanents extrêmes est donc considéré comme tout à fait valable. Cependant, il demeure un risque de sur-dimensionnement. Ainsi, si les contraintes socio-économiques viennent à augmenter, cette étude offre des compléments d'informations pour limiter au maximum ces impacts sans pour autant diminuer la qualité de la protection des ressources. Elle peut être appliquée dans des processus d'optimisation.

Il est important de souligner ici que l'ensemble des méthodes proposées présupposent un milieu dont les paramètres physiques sont homogènes. Or, les milieux aquifères sont par nature excessivement hétérogènes et des zones de circulation préférentielles peuvent exister. Selon la dimension de ces zones ou selon leurs localisations, l'hypothèse d'homogénéité spatiale n'est clairement plus adaptée et entraîne d'importantes erreurs d'estimation sur la vulnérabilité.

bilité réelle des captages. Les résultats obtenus dans cette étude n'apportent aucun complément d'information à ce sujet. Des investigations sur les incertitudes devraient ainsi être menées pour déterminer les zones de vulnérabilité maximale en prenant simultanément en compte (1) les incertitudes de l'hétérogénéité spatiale, (2) les variations temporelles des conditions d'écoulement et (3) les processus de dispersion et de dilution.

Toutes les mesures de protection et d'organisation du territoire dictées par la législation visent à protéger de manière préventive les ressources en eaux souterraines contre des atteintes nuisibles. La nécessité d'une législation forte allant dans cette direction est, à mon sens, plus que jamais d'actualité.

Pour conclure, les résultats obtenus dans la présente thèse offrent des bases théoriques supplémentaires quand à la bonne compréhension des processus de transport en milieu poreux en conditions naturelles d'écoulement (régime transitoire). Concernant l'Aire d'alimentation Z_u et la zone de protection S2, l'intégration dans les aides à l'exécution, des résultats et conclusions résultant de la présente recherche, permettrait d'optimiser le dimensionnement de ces deux mesures d'organisation du territoire. L'objectif final est d'améliorer leur efficacité tout en réduisant les impacts socio-économiques liés aux mesures de protection.

Bibliographie

- Biaggi, D., 2005. Dimensionnement des aires d'alimentation Zu. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEFP).
- Bussard, T., Tacher, L., Parriaux, A., Bayard, D., Maitre, V., 2004. Dimensionnement de aires d'alimentation Zu. document de base. Documents Environnement OFEFP 183, 143p., Berne.
- Fang, J., Tacher, L., Parriaux, A., 2005. Backward simulation of the probability of a trace particle reaching a given region. Probabilistic Engineering Mechanics 20, 97–101.
- LEaux, 1991. Loi fédérale du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux (LEaux).
- OEaux, 1998. Ordonnance du 28 octobre 1998 sur le protection des eaux (OEaux).
- OFEFP, 2004. Instructions pratiques pour la protection des eaux souterraines. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage, 141 p.

Bibliographie

- Allen, D. M., Mackie, D. C., Wei, M., 2004. Groundwater and climate change : a sensitivity analysis for the grand forks aquifer, southern british columbia, canada. *Hydrogeology Journal* 12 (3), 270–290.
- Badoux, V., 2002. Structural analysis and paleohydrogeology of the mississippi valley type zn-pb deposit of san vicente, central peru. Master thesis, University of Geneva.
- Bair, E. S., Lahm, T. D., 1996. Variations in capture-zone geometry of a partially penetrating pumping well in an unconfined aquifer. *Ground Water* 34 (5), 842–852.
- Bear, J., Jacobs, M., 1965. On the movement of water bodies injected into aquifers. *Journal of Hydrology* 3, 37–57.
- Benson, D., Schumer, R., Meerschaert, M., Wheatcraft, S., 2001. Fractional dispersion, lévy motion and the made tracer tests. *Transport in porous media* 42, 211–240.
- Berkowitz, B., Klafter, J., Metzler, R., Scher, H., 2002. Physical pictures of transport in heterogeneous media : advection-dispersion, random walk, and fractional derivative formulations. *Water Resources Research* 38 (10), 1191–1203.
- Biaggi, D., 2005. Dimensionnement des aires d'alimentation Zu. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEFP).
- Boulton, G., Caban, P., Van Gijssel, K., Leijnse, A., Punkari, M., Van Weert, F., 1996. The impact of glaciation on the groundwater regime of northwest europe. *Global and planetary change* 12 (1-4), 397–413.
- Bussard, T., Tacher, L., Parriaux, A., Bayard, D., Maitre, V., 2004. Dimensionnement de aires d'alimentation Zu. document de base. Documents Environnement OFEFP 183, 143p., Berne.
- Carr, P. A., Vanderka, G., 1969. Determining aquifer characteristics by tidal method. *Water Resources Research* 5 (5), 1023–1031.

- Colville, J., Holmes, J., 1972. Water table fluctuations under forest and pasture in a karstic region of southern australia. *Journal of Hydrology* 17, 61–80.
- Cornaton, F., 2004. Deterministic models of groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems. Phd, University of Neuchâtel.
- Cornaton, F., 2007. GroundWater, a 3-D ground water flow and transport finite element simulator. Neuchâtel.
- Cornaton, F., Perrochet, P., 2006a. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems : 1. generalized reservoir theory. *Advances in Water Resources* 29 (9), 1267–1291.
- Cornaton, F., Perrochet, P., 2006b. Groundwater age, life expectancy and transit time distributions in advective-dispersive systems ; 2. reservoir theory for sub-drainage basins. *Advances in Water Resources* 29 (9), 1292–1305.
- Cornaton, F., Perrochet, P., Diersch, H.-J., 2004. A finite element formulation of the outlet gradient boundary condition for convective-diffusive transport problems. *International Journal of Numerical Methods in Engineering* 61, 2716 :2732.
- Currie, R. G., O'Brien, D. P., 1992. Deterministic signals in usa precipitation records.2. *International Journal Of Climatology* 12 (3), 281–304.
- Diersch, H.-J., 2005a. Error propagation in the newton-based solution control of unsaturated flow. In : *FEFLOW Software White Papers. Vol. III*. WASY GmbH, Berlin, pp. 13–19.
- Diersch, H.-J. G., 2005b. *FEFLOW 5.2, User's manual*. WASY GmbH, Berlin.
- Elfeki, A., Uffink, G., Lebreton, S., 2007. Simulation of solute transport under oscillating groundwater flow in homogeneous aquifers. *Journal of Hydraulic Research* 45 (2), 254–260.
- Erskine, A. D., 1991. The effect of tidal fluctuation on a coastal aquifer in the uk. *Ground Water* 29 (4), 556–562.
- Etcheverry, D., 2001. Une approche déterministe des distributions des temps de transit de l'eau souterraine par la théorie des réservoirs. Ph.d., University of Neuchâtel.
- Etcheverry, D., Perrochet, P., 2000. Direct simulation of groundwater transit-time ditributions using the reservoir theory. *Hydrogeology journal* 8, 200–208.

- Fang, J., Tacher, L., Parriaux, A., 2005. Backward simulation of the probability of a trace particle reaching a given region. *Probabilistic Engineering Mechanics* 20, 97–101.
- Ferris, J., 1951. Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility. *IAHS Publ.* 33, 148–155.
- Ferris, J., 1963. Methods for determining permeability, transmissivity and drawdown. *Water Supply Paper*, 1536–I.
- Festger, A., Walter, G., 2002. The capture efficiency map : the capture zone under time-varying flow. *Ground Water* 40 (6), 619–628.
- Fontboté, L., Gorzawski, H., 1990. Genesis of the mississippi valley-type zn-pb deposit of san vicente, central peru : geologic and isotopic (sr, o, c, s, pb) evidence. *Economic Geology* 85, 1402–1437.
- Franke, O., Reilly, T., Pollock, D., LaBaugh, J., 1998. Estimating areas contributing recharge to wells - lessons from previous studies. *U.S. Geological Survey Circular*. 1174.
- Franzetti, S., Guadagnini, A., 1996. Probabilistic estimation of well catchments in heterogeneous aquifers. *Journal Of Hydrology* 174 (1-2), 149–171.
- Freyberg, D., 1986. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer : spatial moments and the advection and dispersion of nonreactive tracers. *Water Resources Research* 22 (13), 2031–2046.
- Garven, G., Freeze, R., 1984a. Theoretical analysis of the role of groundwater flow in the genesis of stratabound ore deposits. 1. mathematical and numerical model. *American Journal of Science* 284, 1085–1024.
- Garven, G., Freeze, R., 1984b. Theoretical analysis of the role of groundwater flow in the genesis of stratabound ore deposits. 2. quantitative results. *American Journal of Science* 284, 1125–1174.
- Gelhar, L., 1993. *Stochastic subsurface hydrology*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, United States.
- Goode, D., 1996. Direct simulation of groundwater age. *Water Resources Research* 32 (2), 289–296.
- Goode, D., Konikow, L., 1990. Apparent dispersion in transient groundwater flow. *Water Resources Research* 26 (10), 2339–2351.
- Guadagnini, A., Franzetti, S., 1999. Time-related capture zones for contaminants in randomly heterogeneous formations. *Ground Water* 37 (2), 253–260.

- Indelman, P., Lessoff, S., Dagan, G., 2006. Analytical solution to transport in three-dimensional heterogeneous well capture zones. *Journal of contaminant hydrology* 87, 1–21.
- Jacob, C., 1943. Correlation of ground-water levels and precipitation on long island, new york : Part i-theory. *Trans, Am. Geophy. Union*, 564–572.
- Jacob, C., 1944. Correlation of ground-water levels and precipitation on long island, new york : part 2- correlation of data. *Trans, Am. Geophy. Union*, 928–939.
- Jacobson, E., Andricevic, R., Morrice, J., 2002. Probabilistic capture zone delineation based on an analytical solution. *Ground Water* 40, 85–95.
- Jordan, P., 2000. Modélisation de la partie nord de l’aquifère du Seeland (BE). méthode de détermination des aires d’alimentation en milieu poreux. application de la méthode Z_u au captage SWG 1950 de Worben et aux eaux de captages de la plaine du Seeland. Travail de master, Université de Neuchâtel.
- Kazemi, G., Lehr, J., Perrochet, P., 2006. *Groundwater Age*. John Wiley and Sons, Inc, Hoboken, New Jersey.
- Kellerhals, P., Haefeli, C., 1988. Seeland : Infiltration aus hagneckkanal und alte aare. *grundlagen für schutz und bewirtschaftung der grundwasser des kantons bern*.
- Kim, K., Anderson, M. P., Bowser, C. J., 2000. Enhanced dispersion in groundwater caused by temporal changes in recharge rate and lake levels. *Advances in Water Resources* 23 (6), 625–635.
- Kinzelbach, W., 1988. The random walk method in pollutant transport simulation. In : Custodio, E. Gurgui, A. F. J. (Ed.), *NATO advanced workshop on Advances in analytical and numerical groundwater flow and quality modelling*. D. Reidel Publishing Company, Dordrecht-Boston, pp. 227–245.
- Kinzelbach, W., Ackerer, P., 1986. Modélisation de la propagation d’un contaminant dans un champ d’écoulement transitoire. *Hydrogéologie* 2, 197–206.
- Kinzelbach, W., Marburger, M., Chiang, W.-H., 1992. Determination of groundwater catchment areas in two and three spatial dimensions. *Journal of Hydrology* 134, 221 :246.
- Lambert, P., 1995. Particle-tracking analysis of time-related capture zones for selected public-supply wells in salt lake valley, utah. State of Utah Department of Natural Resources Technical Publication. 110-C.

- LEaux, 1991. Loi fédérale du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux (LEaux).
- Lerner, D. N., 1992. Well catchments and time-of-travel zones in aquifers with recharge. *Water Resources Research* 28 (10), 2621–2628.
- Li, H., Jiao, J., 2003. Influence of the tide on the mean watertable in an unconfined anisotropic, inhomogeneous coastal aquifer. *Advances in Water Resources* 26, 9–16.
- Maasland, M., 1959. Water table fluctuations induced by intermittent recharge. *Journal Of Geophysical Research* 64 (5), 549–559.
- Manglik, A., Rai, S., Singh, V., 2004. Modelling of aquifers response to time varying recharge and pumping from multiple basins and wells. *Journal of Hydrology* 292, 23–29.
- Masterson, J., Walter, D., LeBlanc, D., 2004. Transient analysis of the source of water to weels : Cape cod, massachusetts. *Ground Water* 42 (1), 126–134.
- Matheron, G., de Marsily, G., 1980. Is transport in porous media always diffusive? a counterexample. *Water Resources Research* 16 (5), 901–917.
- Michael, H., Mulligan, A., Harvey, C., 2005. Seasonal oscillations in water exchange between aquifers and the coastal ocean. *Nature* 436 (25), 1145–1148.
- Milnes, E., Perrochet, P., 2007. Simultaneous identification of a single pollution point-source location and contamination time under known flow field conditions. *Advances in Water Resources* 30 (12), 2439–2446.
- Moritz, R., Fontboté, L., Spangenberg, J., Rosas, S., Sharp, Z., Fontignie, D., 1996. Sr, c and o isotope systematics in the pucara basin, central peru comparison between mississippi valley-type deposits and barren areas. *Mineralium Deposita* 31 (3), 147.
- Neupauer, R., Wilson, J., 1999. Adjoint method for obtaining backward-in-time location and travel time probabilities of a conservative ground-water contaminant. *Water Resources Research* 35, 3389–3398.
- Neupauer, R., Wilson, J., 2001. Adjoint-derived location and travel time probabilities for a multidimensional groundwater system. *Water Resources Research* 37 (6), 1657–1668.
- Neupauer, R., Wilson, J., 2002. Backward probabilistic model of groundwater contamination in non-uniform and transient flow. *Advances in Water Resources* 25, 733–746.

- Neupauer, R., Wilson, J., 2003. Numerical implementation of a backward probabilistic model of ground water contaminant. *Ground Water* 42 (2), 175–189.
- OEaux, 1998. Ordonnance du 28 octobre 1998 sur le protection des eaux (OEaux).
- OFEFP, 2004. Instructions pratiques pour la protection des eaux souterraines. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage, 141 p.
- Onyejekwe, O., Mabuya, T., Karama, A., 1999. Changes in water table induced by transient boundary condition and space dependent recharge. *Advances in Engineering Software* 30 (8), 551–556.
- Perrochet, P., 1997. Advection, first-order sorption and decay in a periodic flow field. Derivation of an equivalent diffusive analytical model using moments analysis. Verification by a numerical finite element model. Note personnelle.
- Pinder, G. F., Bredehoejd, Cooper, H. H., 1969. Determination of aquifer diffusivity from aquifer response to fluctuations in river stage. *Water Resources Research* 5 (4), 850–855.
- Ramanarayanan, T. S., Storm, D. E., Smolen, M. D., 1995. Seasonal pumping variation effects on wellhead protection area delineation. *Water Resources Bulletin* 31 (3), 421–430.
- Rehfeldt, K., Gelhar, L., 1992. Stochastic-analysis of dispersion in unsteady-flow in heterogeneous aquifers. *Water Resources Research* 28 (8), 2085–2099.
- Reilly, T., Pollock, D., 1996. Sources of water to wells for transient cyclic systems. *Ground Water* 34 (6), 979–988.
- Richard, F., 2002. The effect of transient flow on contaminant dispersion in porous media. Phd, University of Ottawa.
- Rock, G., Kupfersberger, H., 2002. Numerical delineation of transient capture zones. *Journal of Hydrology* 269, 134–149.
- Shafer, J. M., 1987. Reverse pathline calculation of time-related capture zones in nonuniform flow. *Ground Water* 25 (3), 283–289.
- Spangenberg, J., Fontbote, L., Sharp, Z. D., Hunziker, J., 1996. Carbon and oxygen isotope study of hydrothermal carbonates in the zinc-lead deposits of the san vicente district, central peru : a quantitative modeling on mixing processes and co2 degassing. *Chemical Geology* 133 (1-4), 289.

- Sun, H. B., 1997. A two-dimensional analytical solution of groundwater response to tidal loading in an estuary. *Water Resources Research* 33 (6), 1429–1435.
- Tacher, L., Rouiller, J.-D., Zwahlen, F., 1993. Marées terrestres dans l’aquifère captif du massif cristallin des aiguilles rouges, région de l’avey-les-bains, suisse. *Bulletin du centre d’Hydrogéologie de l’Université de Neuchâtel* 12, 59–69.
- Townley, L., 1995. The response of aquifers to periodic forcing. *Advances in Water Resources* 18 (3), 125–146.
- Trefry, M., 1999. Periodic forcing in composite aquifers. *Advances in Water Resources* 22 (6), 645–656.
- Uffink, G., 1989. Application of kolmogorov’s backward equations in random walk simulations of groundwater contaminant transport. In : Kobus, D., Kinzelbach, W. (Eds.), *Contaminant transport in groundwater*. Balkema, A.A., Brookfield, VT, pp. 283–289.
- Varljen, M., Shafer, J., 1991. Assessment of uncertainty in time-related capture zones using conditional simulation of hydraulic conductivity. *Ground Water* 29 (5), 737–748.
- Vesselinov, V., Robinson, B., 2005. Delineation of capture zones in transient groundwater flow systems. In : Bierkens, M., Gehrels, J., Kovar, K. (Eds.), *Calibration and reliability in groundwater modeling ; from uncertainty to decision making*. IAHS, International., The Hague, Netherland, modelCARE 2005.
- Yim, C., Mohsen, M., 1992. Simulation of tidal effects on contaminant transport in porous media. *Ground Water* 30 (1), 78–86.
- Zawadzki, W., Chorley, D., Patrick, G., 2002. Capture-zone design in an aquifer influenced by cyclic fluctuations in hydraulic gradients. *Hydrogeology journal* 10, 601–609.

A

Résultats du modèle sans infiltrations
latérales

Points	Coord. X	Coord. Y	Points	Coord. X	Coord. Y
	m	m		m	m
P1	210	175	P7	400	200
P2	230	175	P8	400	210
P3	250	175	P9	190	175
P4	300	175	P10	170	175
P5	350	175	P11	500	175
P6	400	175	P12	350	215
Puits	200	175			

TAB. A.1 : Coordonnées des 12 points d'observation et du puits de pompage pour les simulations du chapitre 4.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
Période $P_H = 300$ j												
$\bar{p}(x)$	0.997	0.982	0.957	0.897	0.887	0.854	0.768	0.529	0.322	0.206	0.512	0.201
$p_{\max}$	1.000	0.999	0.995	0.971	0.933	0.891	0.812	0.593	0.379	0.281	0.983	0.650
$p_{\min}$	0.992	0.961	0.925	0.857	0.816	0.786	0.741	0.400	0.211	0.101	0.012	0.002
Période $P_H = 250$ j												
$\bar{p}(x)$	0.998	0.984	0.959	0.909	0.896	0.844	0.791	0.503	0.294	0.205	0.566	0.214
$p_{\max}$	1.000	0.998	0.992	0.961	0.917	0.873	0.795	0.552	0.337	0.235	0.967	0.575
$p_{\min}$	0.993	0.965	0.934	0.879	0.845	0.817	0.787	0.446	0.247	0.131	0.020	0.006
Période $P_H = 200$ j												
$\bar{p}(x)$	0.997	0.981	0.956	0.933	0.893	0.846	0.791	0.489	0.278	0.183	0.571	0.186
$p_{\max}$	1.000	0.997	0.989	0.952	0.907	0.865	0.795	0.525	0.307	0.204	0.945	0.484
$p_{\min}$	0.994	0.970	0.945	0.902	0.870	0.839	0.787	0.478	0.270	0.151	0.027	0.010
Période $P_H = 150$ j												
$\bar{p}(x)$	0.997	0.984	0.968	0.938	0.894	0.862	0.799	0.506	0.286	0.167	0.503	0.135
$p_{\max}$	1.000	0.995	0.985	0.945	0.902	0.864	0.799	0.509	0.289	0.177	0.910	0.369
$p_{\min}$	0.995	0.977	0.959	0.924	0.891	0.858	0.798	0.500	0.281	0.161	0.047	0.017
Période $P_H = 100$ j^a												
$\bar{p}(x)$	0.998	0.988	0.977	0.941	0.905	0.870	0.807	0.506	0.281	0.163	0.498	0.108
$p_{\max}$	0.999	0.993	0.981	0.944	0.906	0.870	0.807	0.507	0.281	0.164	0.850	0.235
$p_{\min}$	0.996	0.985	0.973	0.940	0.905	0.868	0.807	0.504	0.279	0.162	0.100	0.030
Période $P_H = 50$ j												
$\bar{p}(x)$	0.998	0.991	0.981	0.949	0.913	0.878	0.815	0.508	0.277	0.157	0.493	0.089
$p_{\max}$	0.999	0.992	0.981	0.949	0.913	0.878	0.815	0.509	0.278	0.157	0.735	0.123
$p_{\min}$	0.998	0.991	0.981	0.949	0.913	0.876	0.815	0.506	0.275	0.156	0.230	0.057
Période $P_H = 10$ j												
$\bar{p}(x)$	0.998	0.991	0.981	0.949	0.914	0.879	0.816	0.509	0.278	0.158	0.498	0.100
$p_{\max}$	0.998	0.991	0.981	0.949	0.914	0.879	0.816	0.510	0.279	0.158	0.561	0.108
$p_{\min}$	0.998	0.991	0.981	0.949	0.914	0.876	0.816	0.507	0.276	0.158	0.432	0.092

TAB. A.2 : Probabilité qu'une particule atteigne le puits dans le modèle sans infiltrations latérales : effet de la période de fluctuation des charges hydrauliques sur la limite aval, P_H .

^aPour cette période uniquement, les résultats présentés dans ce tableau sont obtenus avec Groundwater, ce qui explique les légères différences par rapport aux autres périodes

Distance	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
	10.000	20.000	50.000	100.000	150.000	200.000	300.000					
Période $P_H = 300$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.008	0.038	0.070	0.115	0.117	0.105	0.071	0.193	0.168	0.180	0.970	0.647
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.002	0.015	0.035	0.070	0.047	0.044	0.063	-0.026	-0.066	-0.077	-0.357	-0.183
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 250$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.007	0.033	0.058	0.081	0.073	0.056	0.009	0.106	0.089	0.105	0.947	0.569
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.002	0.013	0.033	0.058	0.038	0.055	0.040	0.000	-0.037	-0.076	-0.411	-0.197
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 200$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.006	0.027	0.044	0.050	0.037	0.025	0.009	0.046	0.037	0.053	0.918	0.474
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.002	0.016	0.035	0.034	0.041	0.053	0.040	0.014	-0.022	-0.053	-0.417	-0.168
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 150$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.005	0.019	0.026	0.021	0.012	0.006	0.001	0.010	0.007	0.016	0.863	0.352
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.002	0.013	0.023	0.029	0.040	0.037	0.032	-0.003	-0.030	-0.037	-0.348	-0.117
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 100$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.003	0.008	0.008	0.004	0.001	0.002	0.000	0.003	0.002	0.002	0.750	0.204
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.002	0.009	0.014	0.026	0.029	0.029	0.024	-0.003	-0.024	-0.033	-0.343	-0.090
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 50$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.003	0.002	0.001	0.504	0.066
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.001	0.006	0.010	0.018	0.021	0.021	0.016	-0.005	-0.021	-0.027	-0.338	-0.071
Moyenne-Equivalent												
Période $P_H = 10$ j												
$\Delta p_{\text{trans}}(x)$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.003	0.003	0.000	0.129	0.015
$p_{\text{steady}} - \bar{p}(x)$	0.001	0.006	0.011	0.018	0.020	0.020	0.015	-0.006	-0.022	-0.029	-0.344	-0.082
Moyenne-Equivalent												

TAB. A.3 : Comparaison entre les probabilités en régime transitoire et en régime permanent dans le modèle sans inversions latérales : effet de la période de fluctuation des charges hydrauliques sur la limite aval, P_H .

φ_{H_L}	P5	P6	P7	P12
0 j	0.860	0.882	0.573	0.175
30 j	0.888	0.877	0.573	0.207
60 j	0.899	0.872	0.567	0.222
90 j	0.904	0.868	0.561	0.228
120 j	0.913	0.860	0.549	0.240
150 j	0.925	0.839	0.514	0.261
180 j	0.918	0.803	0.447	0.258
210 j	0.870	0.782	0.402	0.188
240 j	0.817	0.817	0.451	0.109
270 j	0.821	0.866	0.534	0.126
$m_{\max}$	0.925	0.882	0.573	0.261
$m_{\min}$	0.817	0.782	0.402	0.109
$\overline{m}$	0.882	0.847	0.517	0.201
Δm	0.108	0.100	0.171	0.152

TAB. A.4 : Taux de restitutions issus de 10 essais de traçage à quatre points d'injection (40 essais au total). En chaque point les essais de traçage sont effectués tous les 30 jours. Cas du modèle sans infiltrations latérales.

P_H	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
10 j	89	159	218	347	465	576	788	570	559	448	133	120
20 j	99	175	235	371	491	600	819	598	592	477	148	153
50 j	109	189	247	389	516	634	847	633	626	498	163	178
100 j	111	188	266	389	519	656	-	653	644	501	144	171
150 j	119	217	263	407	543	665	-	658	621	534	166	138
200 j	136	187	293	385	540	656	-	630	612	532	171	154
250 j	152	201	246	424	506	-	-	-	-	491	189	174
300 j	166	219	257	457	535	630	861	620	608	528	137	195

TAB. A.5 : Temps [j] nécessaire pour atteindre la phase stationnaire pour différentes périodes de fluctuation P_H de la charge imposée sur la limite aval (avec $H_A=10$ m). Le temps final de chaque simulation est de 900 j, excepté pour $P_H=300$ j où il est prolongé jusqu'à 1800 j. Les données manquantes signifient que les simulations sont stoppées avant d'avoir atteint l'état stationnaire.

Amplitude	P6			P7			P8		
	5 m	10 m	15 m	5 m	10 m	15 m	5 m	10 m	15 m
$m_{\max}$	0.900	0.873	0.828	-	-	-	-	-	-
$p_{\max}$	0.910	0.888	0.848	0.563	0.587	0.578	0.318	0.374	0.395
ϵ %	1.0	1.5	2.0	-	-	-	-	-	-
$m_{\min}$	0.843	0.780	0.722	-	-	-	-	-	-
$p_{\min}$	0.853	0.794	0.739	0.448	0.411	0.398	0.225	0.220	0.233
ϵ %	1.0	1.4	1.7	-	-	-	-	-	-
$\overline{m}$	0.876	0.841	0.798	-	-	-	-	-	-
$\overline{p}$	0.886	0.855	0.817	0.516	0.529	0.528	0.280	0.322	0.347
ϵ %	1.0	1.4	1.9	-	-	-	-	-	-
Δp	0.057	0.094	0.109	0.115	0.176	0.181	0.093	0.154	0.162
Δm	0.057	0.093	0.106	-	-	-	-	-	-

TAB. A.6 : Effet de l'amplitude H_A sur les probabilités et les fractions de masses restituées. (modèle sans infiltrations latérales)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
$\varphi_{H,2}=0$ j												
$p_{\max}$	1.000	0.999	0.995	0.971	0.936	0.898	0.826	0.556	0.320	0.201	0.863	0.014
$p_{\min}$	0.997	0.983	0.966	0.922	0.884	0.851	0.795	0.455	0.236	0.114	0.092	0.002
$\overline{p}$	0.999	0.991	0.979	0.943	0.913	0.878	0.809	0.515	0.286	0.162	0.462	0.006
$\varphi_{H,2}=25$ j												
$p_{\max}$	1.000	0.998	0.994	0.971	0.938	0.901	0.828	0.555	0.318	0.198	0.890	0.023
$p_{\min}$	0.996	0.977	0.957	0.913	0.878	0.848	0.794	0.455	0.236	0.115	0.077	0.001
$\overline{p}$	0.999	0.991	0.978	0.942	0.914	0.879	0.809	0.515	0.285	0.161	0.441	0.007
$\varphi_{H,2}=50$ j												
$p_{\max}$	1.000	0.998	0.995	0.974	0.941	0.903	0.829	0.555	0.316	0.197	0.898	0.028
$p_{\min}$	0.995	0.976	0.956	0.914	0.880	0.849	0.795	0.457	0.237	0.116	0.075	0.001
$\overline{p}$	0.999	0.991	0.979	0.941	0.914	0.880	0.809	0.515	0.283	0.160	0.449	0.009
$\varphi_{H,2}=75$ j												
$p_{\max}$	1.000	0.999	0.995	0.973	0.939	0.900	0.827	0.556	0.319	0.200	0.888	0.019
$p_{\min}$	0.996	0.981	0.964	0.924	0.886	0.852	0.796	0.458	0.236	0.115	0.078	0.002
$\overline{p}$	0.999	0.991	0.980	0.943	0.913	0.879	0.809	0.515	0.284	0.161	0.451	0.008

TAB. A.7 : Effets du déphage $\varphi_{H,2}$ de la première harmonique sur les probabilités simulées

B

Cartes de probabilité pour le modèle à
puits unique

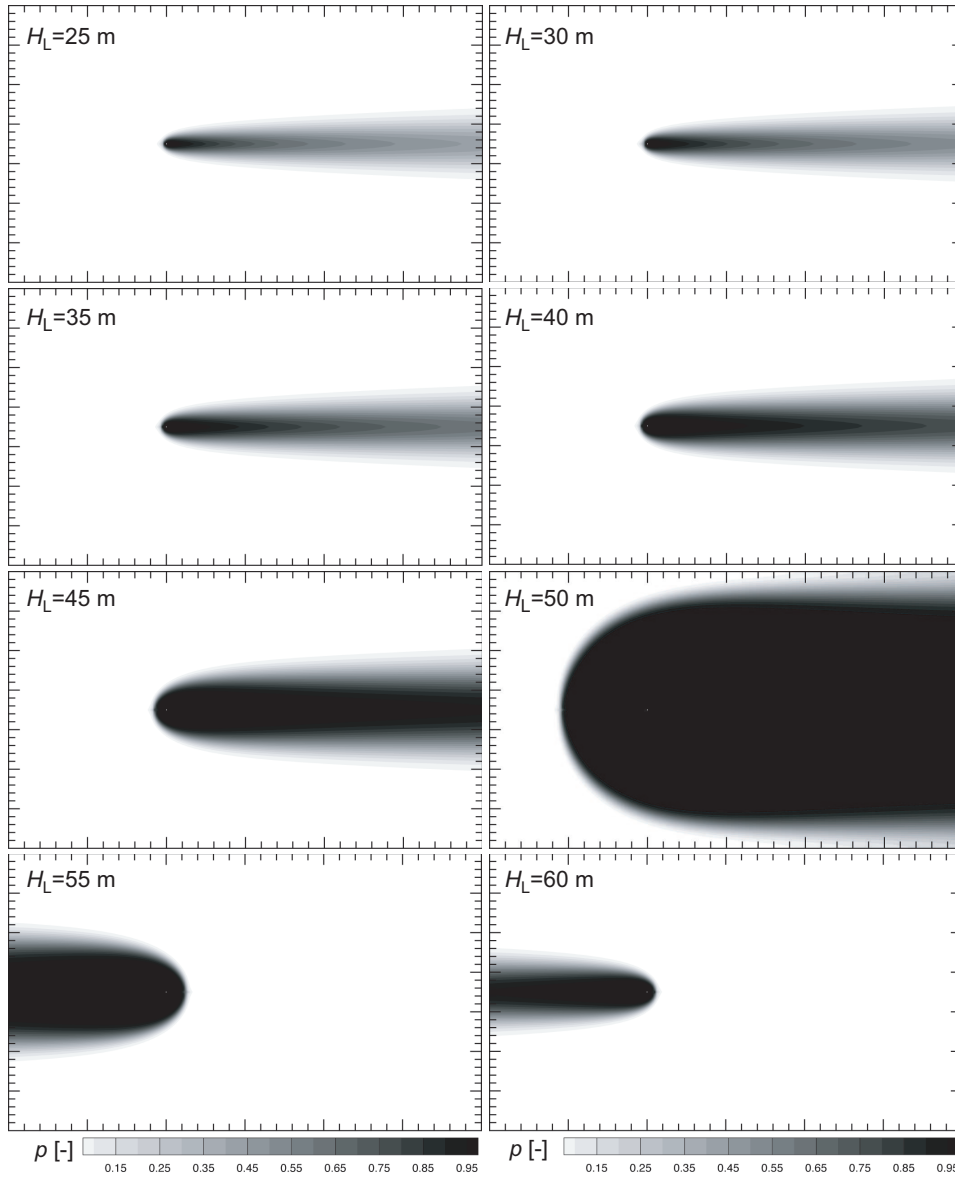


FIG. B.1 : Zones de capture permanentes pour différentes valeurs de charges imposées sur la limite aval $H_L(t)$ du domaine. Le milieu est considéré comme homogène. Les paramètres d'écoulement et de transport sont décrits aux chapitres 4.2.5 et suivants.

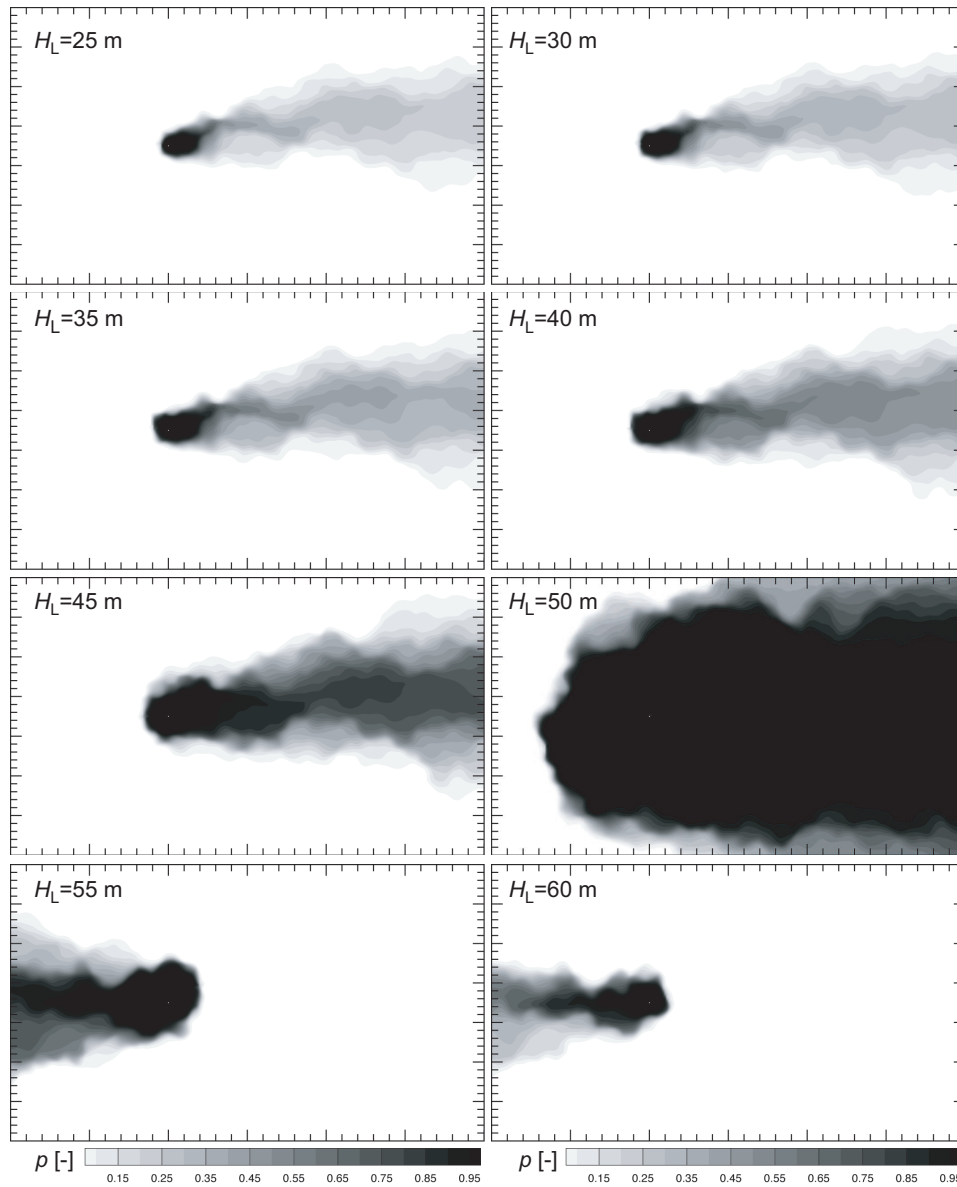


FIG. B.2 : Zones de capture permanentes pour différentes valeurs de charges imposées sur la limite aval $H_L(t)$ du domaine. Le milieu est considéré comme hétérogène. Les paramètres d'écoulement et de transport sont décrits aux chapitres 4.2.5 et suivants à la page 112. La caractérisation de l'hétérogénéité est définie au chapitre 4.3.4.

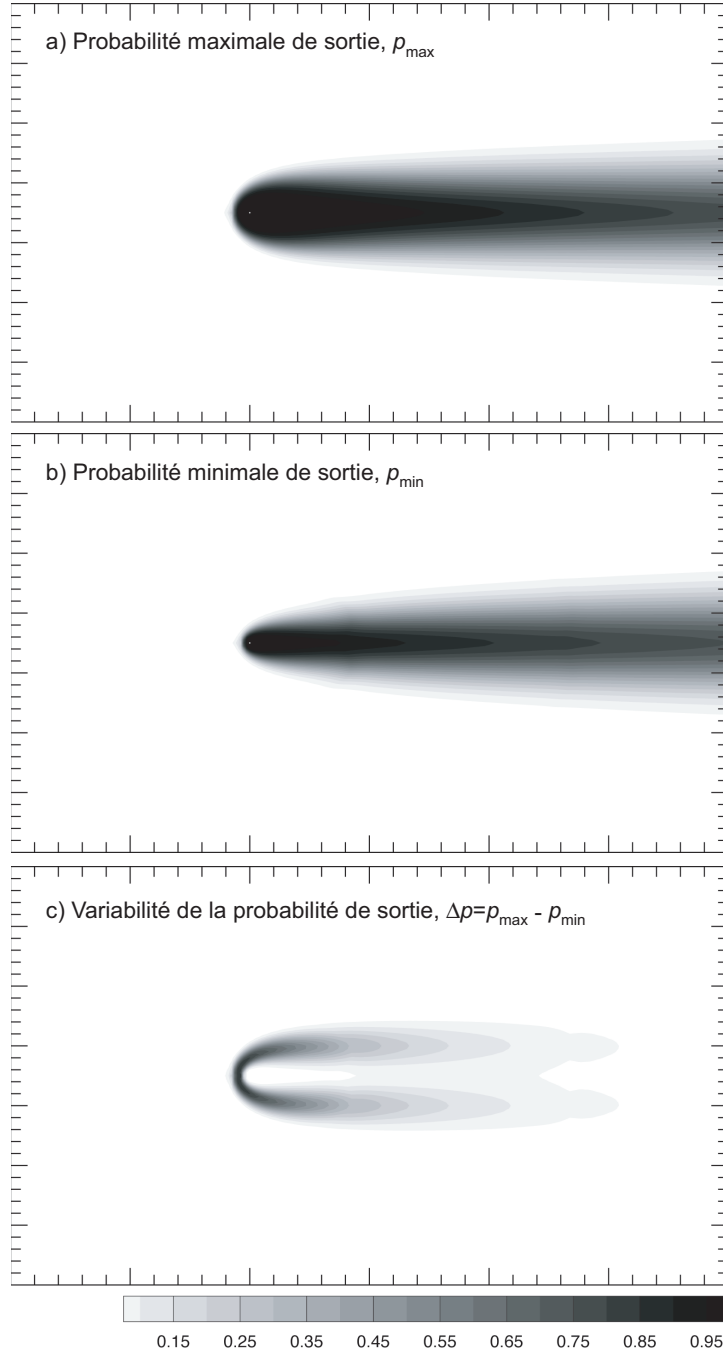


FIG. B.3 : Cartes de probabilité de sortie pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L} = 300$ j et une amplitude de $H_A = 5$ m. a) Carte des probabilités maximales $p_{\max}$. b) Carte des probabilités minimales $p_{\min}$, calculées pendant la phase stationnaire. c) Carte des écarts de probabilités $\Delta p = p_{\max} - p_{\min}$.

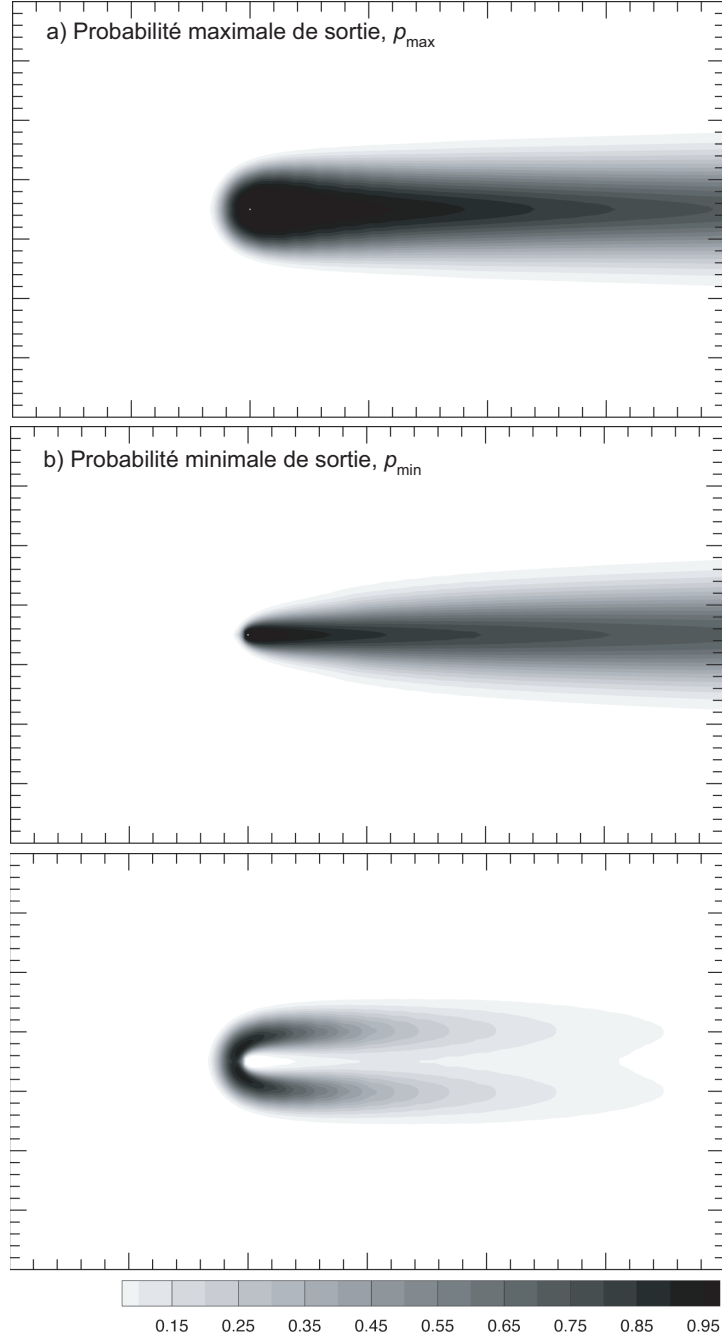


FIG. B.4 : Cartes de probabilité de sortie pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L} = 300$ j et une amplitude de $H_A = 10$ m. a) Carte des probabilités maximales $p_{\max}$. b) Carte des probabilités minimales $p_{\min}$, calculées pendant la phase stationnaire. c) Carte des écarts de probabilités $\Delta p = p_{\max} - p_{\min}$.

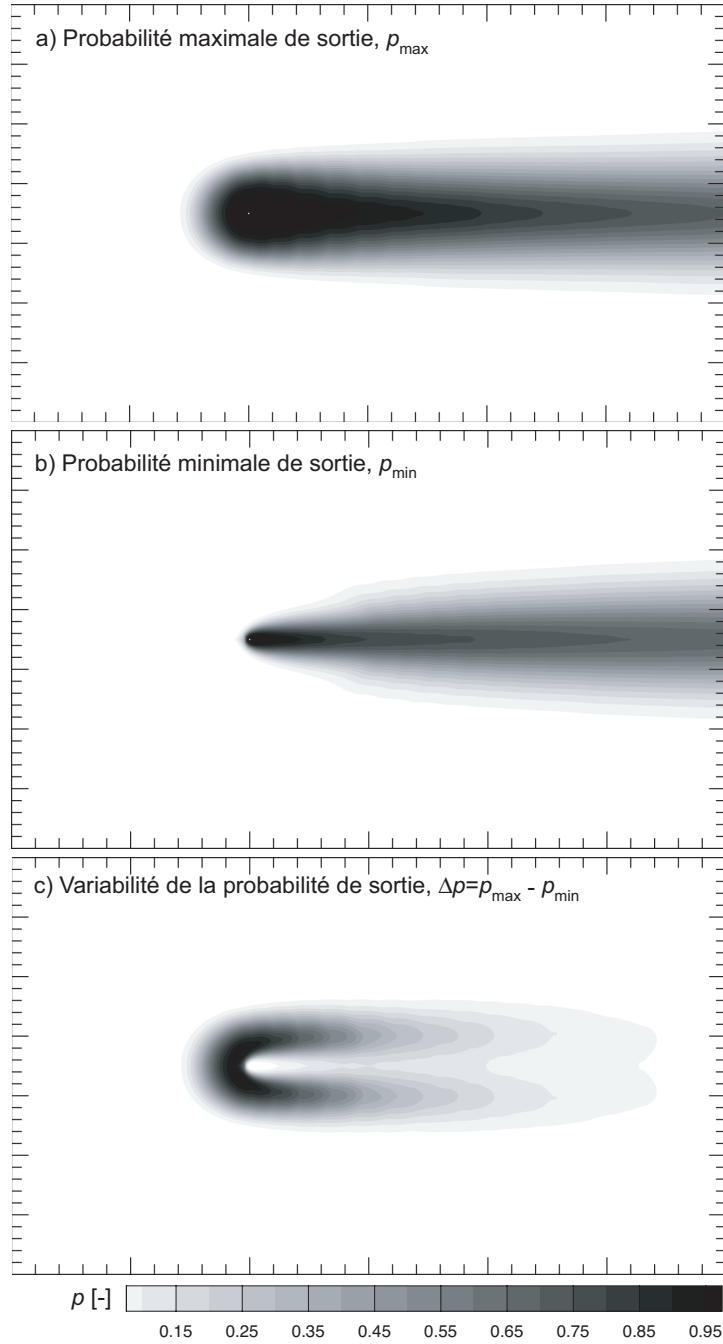


FIG. B.5 : Cartes de probabilité de sortie pour un système transitoire avec une période de fluctuation de $P_{H,L} = 300$ j et une amplitude de $H_A = 15$ m. a) Carte des probabilités maximales $p_{\max}$. b) Carte des probabilités minimales $p_{\min}$, calculées pendant la phase stationnaire. c) Carte des écarts de probabilités $\Delta p = p_{\max} - p_{\min}$.

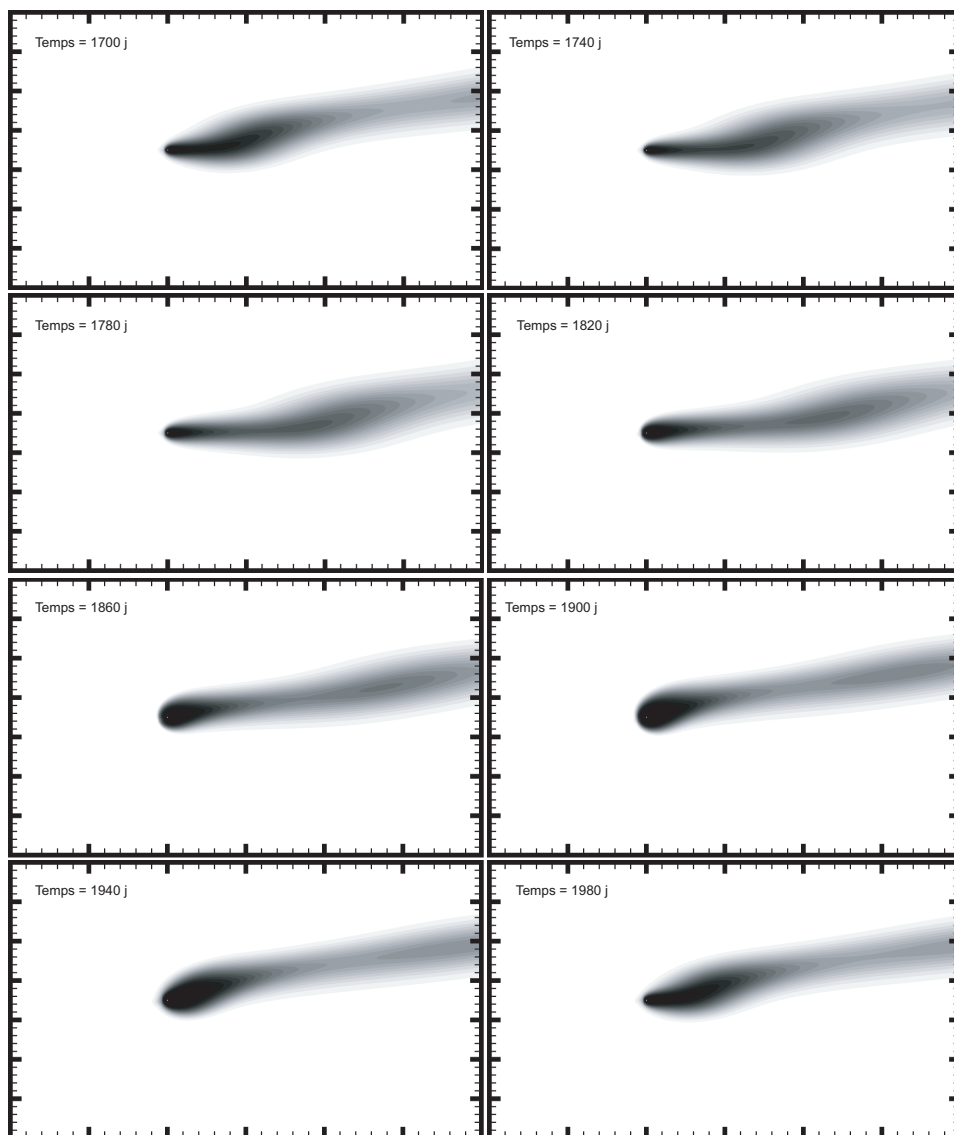


FIG. B.6 : Evolution transitoire du champs de probabilité $p(\mathbf{x}, t)$ dans un système avec des infiltrations latérales qui fluctuent périodiquement dans le temps.

C

Comparaisons entre les régimes
d'écoulements transitoire et permanent

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
Distance	10.0	20.0	50.0	100.0	150.0	200.0	300.0					
Régime Permanent												
Conditions moyennes	1.000	0.997	0.991	0.967	0.934	0.899	0.831	0.503	0.257	0.130	0.155	0.018
Conditions de basses eaux, p_{BE} [-]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Conditions de hautes eaux, p_{HE} [-]	0.991	0.951	0.903	0.797	0.717	0.655	0.567	0.225	0.079	0.024	0.093	0.001
Période $P_H = 300$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.000	0.001	0.005	0.029	0.067	0.109	0.188	0.407	0.621	0.719	0.017	0.350
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.001	0.010	0.022	0.060	0.099	0.131	0.174	0.175	0.132	0.076	-0.080	0.002
Période $P_H = 250$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.000	0.002	0.008	0.039	0.083	0.127	0.205	0.448	0.663	0.765	0.033	0.425
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.002	0.014	0.031	0.082	0.128	0.162	0.220	0.221	0.168	0.106	-0.072	0.006
Période $P_H = 200$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.000	0.003	0.011	0.048	0.093	0.135	0.205	0.475	0.693	0.796	0.055	0.516
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.003	0.019	0.042	0.105	0.153	0.184	0.220	0.253	0.191	0.127	-0.066	0.009
Période $P_H = 150$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.000	0.005	0.015	0.055	0.098	0.136	0.201	0.491	0.711	0.823	0.090	0.631
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.004	0.026	0.056	0.127	0.174	0.203	0.231	0.275	0.202	0.137	-0.046	0.016
Période $P_H = 100$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.001	0.007	0.019	0.056	0.094	0.130	0.193	0.493	0.719	0.836	0.150	0.765
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.006	0.034	0.070	0.143	0.188	0.213	0.240	0.279	0.200	0.137	0.007	0.029
Période $P_H = 50$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.001	0.008	0.019	0.051	0.087	0.122	0.185	0.491	0.722	0.843	0.265	0.877
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.007	0.040	0.078	0.152	0.196	0.221	0.248	0.281	0.196	0.132	0.137	0.056
Période $P_H = 10$ j												
$\Delta p_{BE} = p_{BE} - p_{max}$ [-]	0.002	0.009	0.019	0.051	0.086	0.121	0.184	0.490	0.721	0.842	0.439	0.892
$\Delta p_{HE} = p_{min} - p_{HE}$ [-]	0.007	0.040	0.078	0.152	0.197	0.221	0.249	0.282	0.197	0.133	0.339	0.091

TAB. C.1 : Ecart relatifs entre les probabilités permanentes en conditions de hautes eaux et de basses eaux avec les probabilités maximales et minimales en régime d'écoulement transitoire (amplitude de 10 m).

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P11	P7	P8	P12	P9	P10
Distance	10.0	20.0	50.0	100.0	150.0	200.0	300.0					
Régime Permanent												
Conditions moyennes	1.000	0.997	0.991	0.967	0.934	0.899	0.831	0.503	0.257	0.130	0.155	0.018
Conditions de basses eaux, p_{BE} [-]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Conditions de hautes eaux, p_{HE} [-]	0.991	0.951	0.903	0.797	0.717	0.655	0.567	0.225	0.079	0.024	0.093	0.001
Période $P_H = 300$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.0	0.1	0.5	2.9	6.7	10.9	18.8	40.7	62.1	71.9	1.7	35.0
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.1	1.0	2.4	7.0	12.1	16.7	23.5	43.8	62.5	75.8	-647.3	66.9
Période $P_H = 250$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.0	0.2	0.8	3.9	8.3	12.7	20.5	44.8	66.3	76.5	3.3	42.5
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.2	1.5	3.3	9.4	15.1	19.8	27.9	49.6	68.0	81.3	-360.1	87.5
Période $P_H = 200$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.0	0.3	1.1	4.8	9.3	13.5	20.5	47.5	69.3	79.6	5.5	51.6
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.3	2.0	4.4	11.6	17.6	22.0	27.9	53.0	70.7	83.9	-246.5	92.1
Période $P_H = 150$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.0	0.5	1.5	5.5	9.8	13.6	20.1	49.1	71.1	82.3	9.0	63.1
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.4	2.6	5.8	13.7	19.5	23.7	29.0	55.0	71.9	84.9	-96.9	95.3
Période $P_H = 100$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.1	0.7	1.9	5.6	9.4	13.0	19.3	49.3	71.9	83.6	15.0	76.5
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.6	3.5	7.2	15.2	20.8	24.5	29.8	55.4	71.6	84.9	7.5	97.3
Période $P_H = 50$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.1	0.8	1.9	5.1	8.7	12.2	18.5	49.1	72.2	84.3	26.5	87.7
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.7	4.0	7.9	16.0	21.5	25.2	30.4	55.5	71.3	84.4	59.8	98.6
Période $P_H = 10$ j												
$\delta p_{BE} = \Delta p_{BE}/p_{BE}$ [%]	0.2	0.9	1.9	5.1	8.6	12.1	18.4	49.0	72.1	84.2	43.9	89.2
$\delta p_{HE} = \Delta p_{HE}/p_{min}$ [%]	0.7	4.1	7.9	16.0	21.5	25.3	30.5	55.6	71.4	84.5	78.6	99.1

TAB. C.2 : Ecart relatifs entre les probabilités permanentes en conditions de hautes eaux et de basses eaux avec les probabilités maximales et minimales en régime d'écoulement transitoire (amplitude de 10 m).

	Permanent Basses Eaux	Transitoire Equivalent max	Permanent Moyen	Transitoire Equivalent min	Permanent Hautes Eaux
F [m ² /j]	0.029	0.154	0.173	0.190	0.317
ι [%]	0.24	1.70	1.91	2.31	3.57
τ [j]	4823	1201	685	612	389

TAB. C.3 : Synthèse des flux hydrauliques F , des gradients hydrauliques régionaux ι et des temps de transit τ permanents et transitoires équivalents (maximaux et minimaux) pour un milieu homogène dont le régime transitoire est défini par des conditions aux limites qui fluctuent avec une amplitude de 10 m.

		B				
		BE	MAX	MOY	MIN	HE
A	Permanent BE	8.64	1.21	1.08	0.89	0.58
	Transitoire MAX	61.52	8.64	7.70	6.34	4.10
	Permanent MOY	69.06	9.70	8.64	7.12	4.61
	Transitoire MIN	83.86	11.78	10.49	8.64	5.60
	Permanent HE	129.48	18.19	16.20	13.34	8.64
Solution analytique avec $P=300$ j et $H_A=10$ m						

		B				
		BE	MAX	Moy	MIN	HE
A	Permanent BE	8.63	1.52	1.45	1.42	0.82
	Transitoire MAX	47.55	8.37	8.00	7.80	4.52
	Permanent MOY	51.85	9.12	8.73	8.50	4.92
	Transitoire MIN	56.14	9.88	9.45	9.21	5.33
	Permanent HE	94.95	16.71	15.98	15.57	9.02
Solution numérique $P=300$ j, $H_A=10$ m						

TAB. C.4 : Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B. En transitoire, l'amplitude des fluctuations est de 10 m et la période de 300 j.

		B				
		BE	MAX	MOY	MIN	HE
A	Permanent BE	8.64	1.21	1.08	0.90	0.58
	Transitoire MAX	61.95	8.64	7.75	6.48	4.13
	Permanent MOY	69.06	9.63	8.64	7.22	4.61
	Transitoire MIN	82.62	11.52	10.34	8.64	5.51
	Permanent HE	129.48	18.06	16.20	13.54	8.64
Solution analytique, milieu hétérogène avec $P=300$ j et $H_A=10$ m						

		B				
		BE	MAX	Moy	MIN	HE
A	Permanent BE	8.67	1.46	1.44	1.37	0.79
	Transitoire MAX	47.98	8.08	7.97	7.60	4.37
	Permanent MOY	52.07	8.77	8.65	8.25	4.74
	Transitoire MIN	63.53	10.72	10.55	10.07	5.78
	Permanent HE	95.47	16.08	15.86	15.13	8.69
Solution numérique, milieu hétérogène avec $P=300$ j, $H_A=10$ m						

TAB. C.5 : Débits équivalents pour passer d'un état A à un état B en milieu hétérogène. En transitoire, l'amplitude des fluctuations est de 10 m et la période de 300 j.

D

Champs de probabilités équivalents

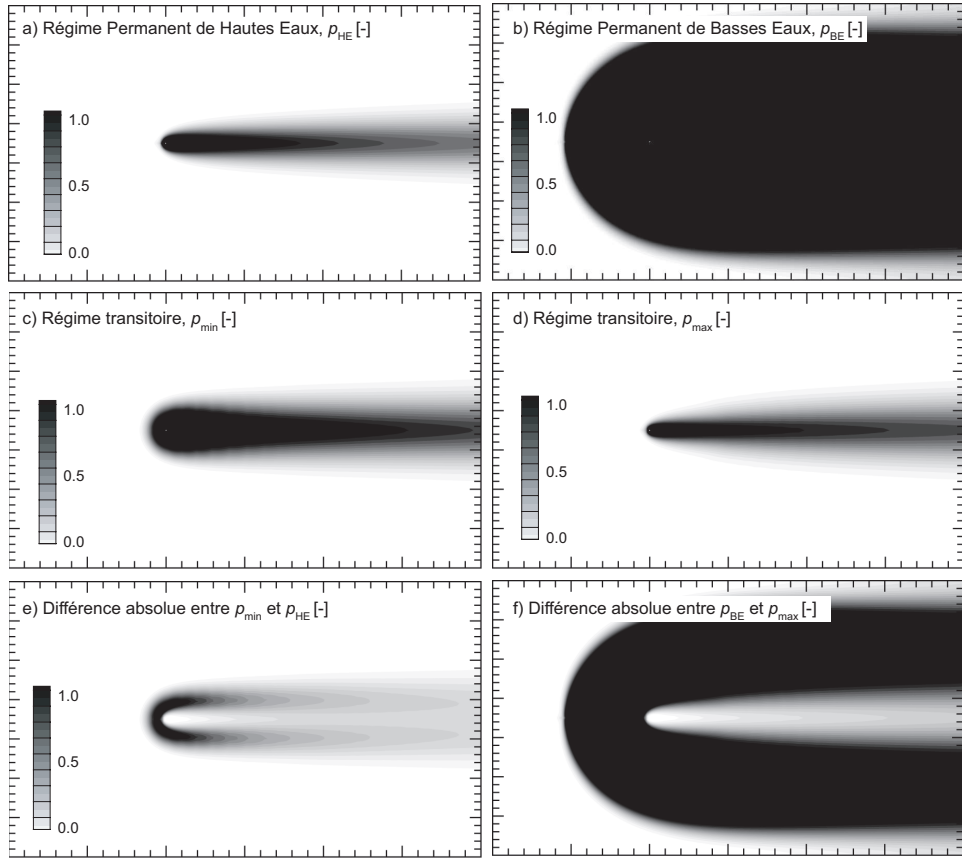


FIG. D.1 : Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régimes permanents et transitoires ($P_H = 300$ j et $H_A = 10$ m). Cas d'un milieu homogène.

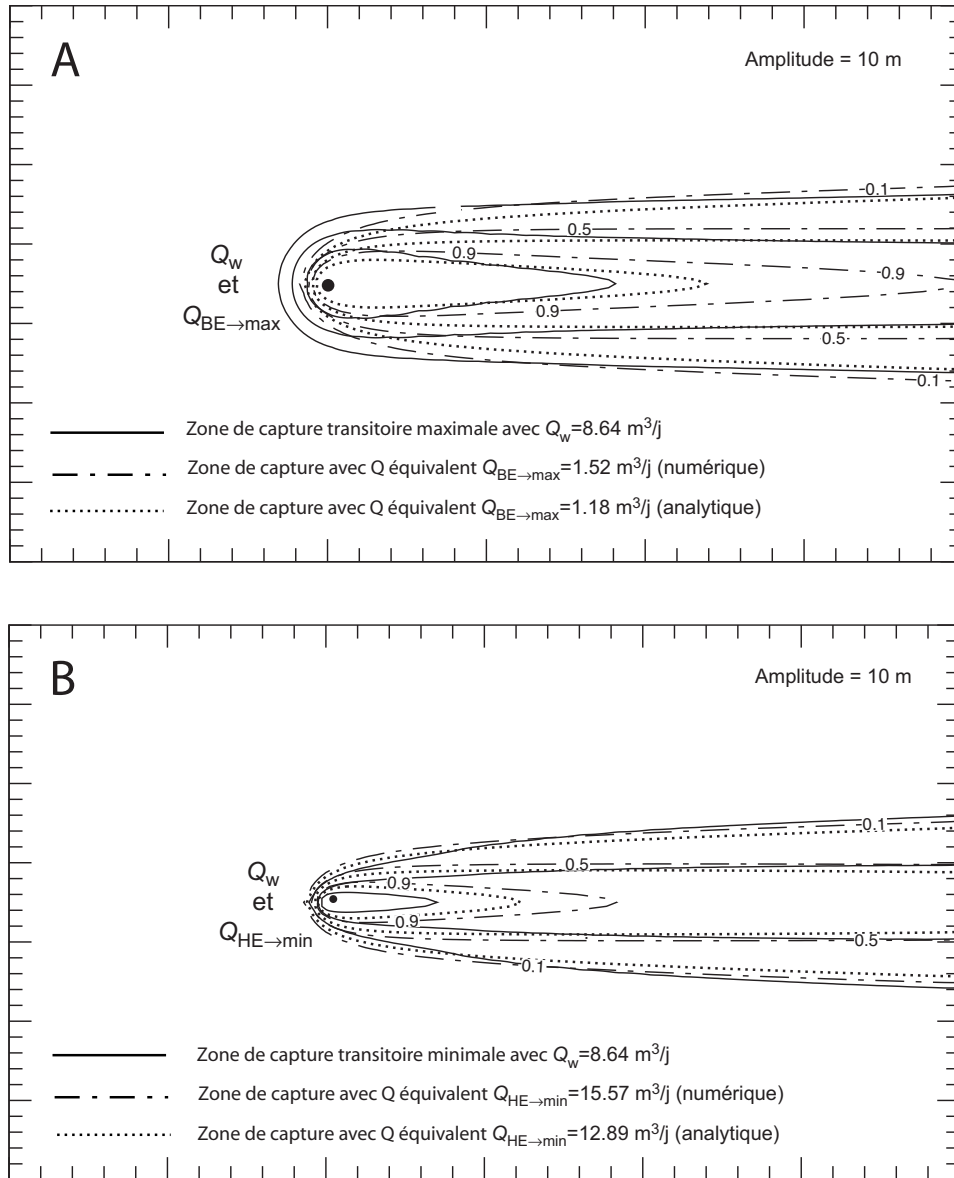


FIG. D.2 : A. Comparaison entre la zone de capture composite transitoire maximale (amplitude 10 m) et la zone de capture équivalente obtenue en basses eaux avec un débit équivalent $Q_{BE \rightarrow \max}$. B) Comparaison entre la zone de capture composite transitoire minimale (amplitude 10 m) et la zone de capture équivalente obtenue en hautes eaux avec un débit équivalent $Q_{HE \rightarrow \min}$.

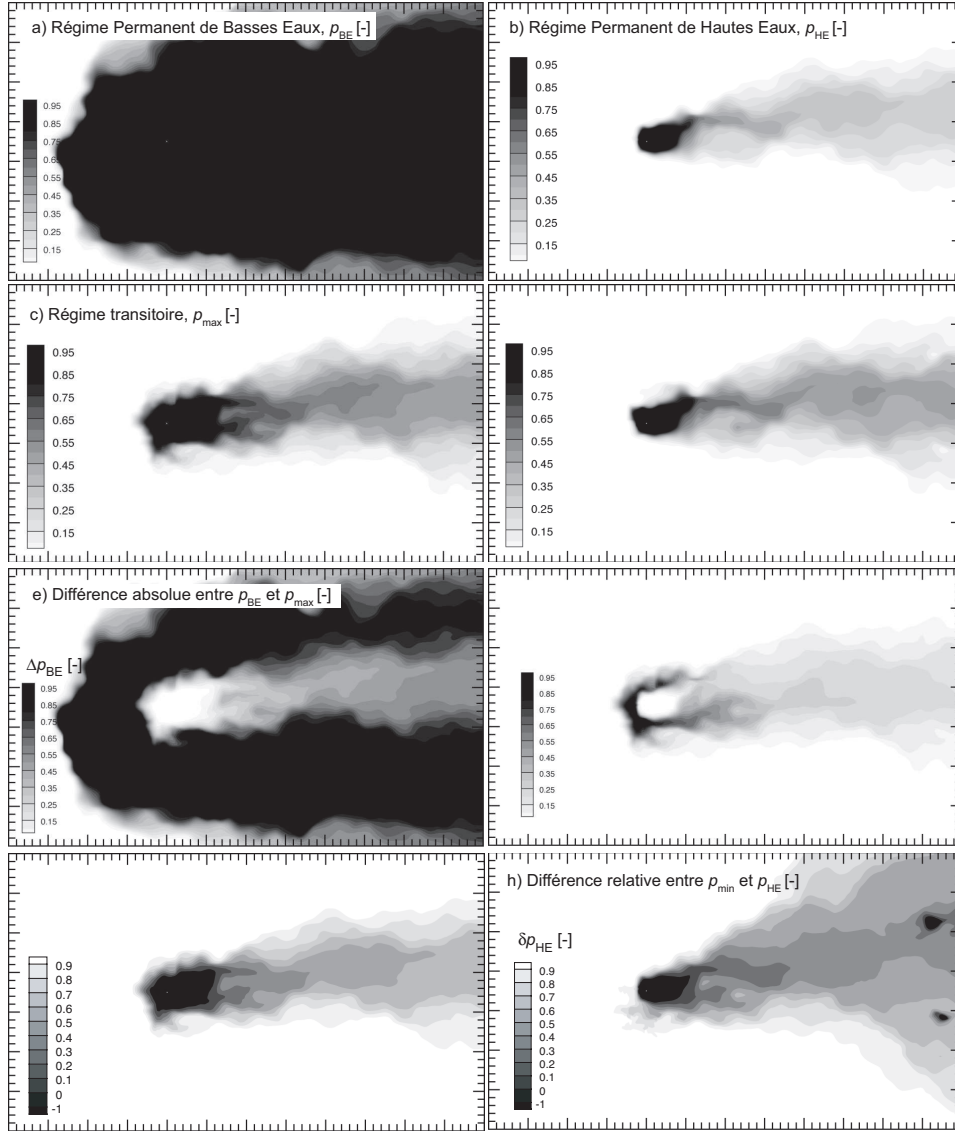


FIG. D.3 : Comparaison entre les probabilités d'atteindre le puits en régimes permanents et transitoires ($P_H = 300$ j et $H_A = 10$ m. Cas d'un milieu hétérogène).

E

Aquifère du Seeland

A) Période de faible débit de pompage



B) Période de fort débit de pompage



FIG. E.1 : Cartes piézométriques et zones de capture de captage SWG 1950 en périodes de fort et de faible débit de pompage.

N°	Nœud	X	Y	Distance	$p(\mathbf{x})$
		[m]	[m]	[m]	[-]
puits	1672	588754	216756	0	1.000
1	2110	588680	216712	86	0.999
2	2539	588594	216656	189	0.995
3	2757	588504	216577	307	0.987
4	3044	588396	216371	526	0.741
5	3401	587218	215195	2190	0.822
6	3921	586847	214238	3159	0.768
7	4989	586625	213314	4047	0.668
8	5320	586481	212123	5161	0.615
9	5013	586919	211477	5589	0.399
10	4714	587300	210997	5940	0.262
11	2083	590096	216369	1397	0

TAB. E.1 : Coordonnées géographiques des points d'observation pour le modèle du Seeland présenté au chapitre 6