

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau
LRS-EAU

Département d'Hydraulique



Mémoire de Magister

En Hydraulique

Option : Sciences de l'eau

Présenté par

AMROUCHE Soumia

Ingénieur d'Etat en Hydraulique à l'Ecole Nationale Polytechnique

Thème

EVALUATION DES METHODES EXISTANTES DE CALCUL DES PERIMETRES DE PROTECTION DES OUVRAGES DE CAPTAGE D'EAU SOUTERRAINE

Soutenu le **13/07/2010** devant le jury composé de :

Mr. A. BERMAD	Maitre de conférences, ENP	Président
Mme. D. CHENAF	Professeure, RMC, Canada	Promotrice
Mlle. S. BENMAMMAR	Maitre de Conférences, ENP	Examinatrice
Mme. D. SOUAG	Maitre de conférences, USTHB	Examinatrice

ENP, juillet 2010

*À mes très chers parents que
Dieu les protège.*

REMERCIEMENT

Je remercie DIEU Clément et miséricordieux qui m'a donnée la force, le courage, la patience et tout le bien.

Je remercie mes parents pour leurs sacrifices et leur patience et tout ce qui m'ont donnée durant toute ma vie.

Ce mémoire a été proposé et dirigé par la Professeure Djaouida Chenaf, professeure agrégée au Collège Militaire Royale du Canada. Je remercie ma directrice de thèse pour la confiance placée en moi, sa disponibilité, ses orientations fructueuses, ses conseils, sa modestie et surtout sa patience. Qu'elle trouve ici toute ma reconnaissance et gratitude.

J'exprime ma gratitude aux Dr. BERMAD, Dr. BENMAMAR et Dr. SOUAG pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de lire et examiner mon travail.

Ainsi, les membres du Laboratoire de Recherche en Sciences de l'eau (LRS EAU), trouvent ici toute ma reconnaissance pour m'avoir bien accueillie dans le laboratoire.

Je ne remercierai jamais assez tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, particulièrement les enseignants du département d'Hydraulique à l'ENP.

Mes camarades, membres de l'équipe de recherche dirigée par Pr. D. Chenaf trouvent ici toute ma reconnaissance. Je leur souhaite toute la réussite dans leurs vies.

Enfin, ma gratitude s'adresse à mes très chères amies pour leur aide, soutien, et tout le temps que j'ai passé avec elles.

ملخص

إن محيط الحماية يجب أن يعرف لكل وسيلة لاستخراج المياه الجوفية من أجل ضمان العمل دون أي خطر للتلوث. زمن الجريان هو العامل المقرر في حساب محيط الحماية القريب. لكن، الطرق النظرية لحساب زمن الجريان، للطبقات الحاملة الحرة، تستدعي فرضيات تبسيطية للواقع. يعتبر المحيط الطبيعي بالنسبة لهذه الطرق متجانسا و غير متباين الخواص. حاملات المياه غير المتجانسة و متباينة الخواص وخصوصا المتكونة من طبقات هي معوضة بحاملات المياه المتجانسة. في هذا العمل قد أجري حساب لزمن الجريان باستخدام طريقة العناصر المحدودة بالنسبة لحاملات المياه المتكونة من طبقات و بالنسبة لحاملات المياه المتجانسة. مقارنة بين الحساب الرقمي و النظري قد أجريت.

كلمات مفتاحية: حاملات المياه الحرة، زمن الجريان، محيط الحماية، تباين الخواص و عدم التجانس.

Résumé

Un périmètre de protection doit être défini pour chaque ouvrage de captage d'eau souterraine afin d'assurer un fonctionnement sans aucun risque de pollution. Le temps de transfert est le paramètre décisif dans le calcul du périmètre de protection rapproché. Cependant, les méthodes analytiques de calcul du temps de transfert, pour un aquifère à nappe libre, font appel à des hypothèses très simplistes de la réalité. Le milieu naturel est considéré, pour ces méthodes, comme étant isotrope et homogène. Ainsi, les aquifères anisotropes hétérogènes, en particulier les aquifères stratifiés, sont souvent, remplacés par des aquifères homogènes anisotropes équivalents. Dans ce travail, un calcul des temps de transfert est fait, à l'aide de la méthode des éléments finis, pour des aquifères stratifiés, considérés comme hétérogènes et anisotropes, et pour des aquifères homogènes anisotropes équivalents. Une comparaison est faite entre le calcul numérique et analytique des temps de transfert.

Mots clés : Aquifère à nappe libre, temps de transfert, périmètre de protection, et anisotropie et stratification.

Abstract

A perimeter of protection must be defines for every of underground water catchment in order to assure a working without any risk of pollution. The transfer time is the decisive parameter in the calculation of perimeter of protection. However, the analytical methods of calculation of the transfer time, for an unconfined aquifer, call on hypotheses very simplistic of the reality. The natural soil is considered, for these methods, as being isotropic and homogeneous. Thus, the heterogeneous anisotropic aquifers, in particular the aquifers stratified, are often replaced by homogeneous aquifers anisotropic equivalents. In this work, a calculation of the transfer times is made, using the finite element method, for aquifers stratified, considered heterogeneous and anisotropic, and for homogeneous aquifers anisotropic equivalents. A comparison is made between numerical and analytical calculation transfer times.

Keywords: unconfined aquifer, transit time, wellhead protection, anisotropy, stratification.

SOMMAIRE

DÉDICACE	i
REMERCIEMENT	ii
RESUME	iii
SOMMAIRE	iv
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES SYMBOLES	xvi
Introduction générale	1
1-Problématique :.....	2
2- Objectif du mémoire :.....	4
3-Méthodologie :	4
CHAPITRE I : Définitions générales	6
I-1-Introduction :.....	6
I-2- Définitions d'un aquifère, un aquitard, nappes souterraines :.....	7
I-3- Hétérogénéité et anisotropie des aquifères :.....	8
I-3-1-Homogénéité et isotropie :	8
I-3-2- Types d'hétérogénéité :	9
I-3-3- Systèmes équivalents :	9
I-3-4- La stratification :	10
I-3-5- Milieu poreux anisotropes :	12
I-4- Définition de la pollution d'eau souterraine :.....	14
I-5- Caractéristiques naturelles des eaux souterraines :.....	14
I-6- Contamination et pollution des eaux souterraines :.....	15
I-6-1 Contamination naturelle :	15
I-6-1-1- Dissolution et altération :	16
I-6-1-2- Biseau salé :	16
I-6-1-3- Milieux confinés :	17
I-6-1-4- Matière organique naturelle :	17
I-6-2- Pollution anthropique :	17
I-7- Principaux types des pollutions :.....	18
I-7-1- Pollution temporaire et pollution chronique :	18

I-7-2- Pollution ponctuelle et pollution diffusé :	18
I-7-3-La contamination diffusé :	19
I-7-4- La contamination ponctuelle :	19
I-8- Les origines de la pollution :	21
I-8-1- Pollution domestique :	21
I-8-2- Pollution urbaine :	21
I-8-3- Pollution industrielle :	22
I-8-4- Pollution agricole :	23
I-8-5- Injection de produits toxiques dans le sous-sol :	23
I-9- Défenses naturelles contre les pollutions :	24
I-9-1- Rôle protecteur des sols :	24
I-9-2- Auto-épuration biologique des eaux souterraines :	24
I-10- Conclusion du chapitre :	25
CHAPITRE II : Les périmètres de protection :	27
II-1- Introduction :	27
II-2- Les trois types de périmètres de protection:	28
II-2-1- Le périmètre de protection immédiat : (PPI)	28
II-2-2- Le périmètre de protection rapproché : (PPR)	28
II-2-3- Le périmètre de protection éloigné : (PPE)	29
II-3- Rôle des périmètres de protection :	29
II-4- Critères de sélection d'une méthode de détermination des aires .d'alimentation et de protection :	30
II-4-1- Caractéristiques hydrogéologiques générales du site :	30
II-4-2- Phénomènes à étudier	31
II-4-3- Régime permanent ou régime transitoire :	31
II-4-4- Modélisation en deux ou en trois dimensions :	31
II-5- Méthodes de calcul des périmètres de protection :	32
II-5-1- Méthode cartographique :	32
II-5-1-2- Cartographie piézométrique	32
II-5-2- Méthode du rayon fixe ou calculé :	34
II-5-3- Méthodes analytiques :	34
II-5-3-1- Méthode de Bear et Jacobs (1965) :	34
II-5-3-2- Méthode de Grubb 1993 :	36

II-5-3-3- Méthode de Simpson et al. (2003) :	37
II-5-3-4- Méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) :	40
II-5-3-5- En cas d'existence d'une recharge :	44
II-5-3-6- Conclusion	47
II-5-4 Méthodes utilisant un temps de transfert fixe	47
II-5-4-1- Méthode de Hofmann et Lillich (1973) :	47
II-5-4-2- Méthode de Wyssling (1979)	49
II-5-4-3- Méthode de l'EPA (1987)	51
II-5-5- Détermination des temps de transfert par abaques :	52
II-5-6- Modélisation numérique :	52
II-5-7- Méthodes stochastiques :	53
CHAPITRE III : Les logiciels SEEP/W et CTRAN/W:	59
III-1- Introduction:	59
III-2- SEEP/W :	60
III-2-1- Fondements mathématiques et hypothèses simplificatrices du logiciel SEEP/W :	61
III-2-2- Remarques et conclusions :	63
III-3-CTRAN/W :	64
III-3-1- Types de problèmes analysés par CTRAN/W :	65
III-3-1-1- Transport advectif du contaminant :	65
III-3-1-2- Transport advectif-dispersif du contaminant :	65
III-3-2-Fondements mathématiques et hypothèses simplificatrices du logiciel CTRAN/W :	66
III-3-3- Matrice de la dispersion hydrodynamique :	69
CHAPITRE IV: Calcul des temps de transfert et des périmètres de protection:.....	74
IV-1- Introduction :	73
IV-2-Présentation du modèle sans présence d'effet de recharge :.....	76
IV-2-1- Conductivité hydraulique :	77
IV-2-2- La teneur en eau volumique :	77
IV-3- Analyse en régime permanent du modèle isotrope homogène sans effet de recharge:	77
IV-3-1- Maillage :	77

IV-3-2- Résultats :	78
IV-3-3- L'équation représentative de la surface libre au voisinage du puits de Chenaf et Chapuis (2007):	79
i- Position de la surface de suintement :	79
ii- Prévision de la position de la nappe phréatique :	79
IV-3-4- Calcul de la surface de suintement par SEEP/W :	80
i-Changement du maillage :	80
ii-Conditions aux limites :	81
i- Vérification de l'équation de Dupuit :	82
ii- Vérification de l'équation de Chenaf et Chapuis (2007) :	82
IV-4- Calcul des temps de transfert pour un aquifère à nappe libre homogène isotrope sans effet de recharge en régime permanent :	83
IV-4-1- Calcul numérique :	83
IV-4-1-1- Nouveau maillage :	83
IV-4-2-Calcul analytique:	84
IV-4-2-1-Méthode de Grubb (1993) :	86
IV-4-2-2-Méthode de Simpson et al. (2003):	85
IV-4-2-3-Méthode de Chapuis et Chesnaux(2006) :	85
IV-4-3- Comparaison entre les résultats numériques et analytiques :	86
IV-4-3-1 Comparaison des temps de transfert numériques et ceux calculés par les méthodes de Simpson et al. (2003) et de Chapuis et Chesnaux (2006) :	86
IV-4-3-2- Comparaison des temps de transfert numériques et ceux calculés par la méthode de Grubb (1993) :	87
IV-4-3-3- Conclusion :	89
IV-5- Calcul du temps de transfert pour le modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent :	90
IV-5-1- Validation du modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent avec le logiciel SEEP/W :	91
IV-5-1-1- Description du modèle simulé :	91
IV-5-1-2-Maillage :	91
IV-5-1-3- Conditions aux limites :	91
IV-5-1-4- Résultats :	92

IV-5-2- Calcul des temps de transfert pour le modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent et comparaison avec les méthodes analytiques:	92
IV-5-2-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour le modèle influencé par une recharge verticale :	93
IV-5-2-2- Comparaison entre les temps de transfert numériques et analytiques:	94
IV-5-2-3- Conclusion :	95
IV-6- Etude de l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert pour des aquifères homogènes anisotropes à nappe libre non influencés par la recharge : ...	96
IV-6-A- Etude de l'influence de l'anisotropie lorsque ($k_h > k_v$):	96
IV-6-A-1- Description des modèles simulés :	97
IV-6-A-2 Validation par le logiciel SEEP/W des modèles anisotropes homogènes non influencés par l'effet de recharge en régime permanent :	98
IV-6-A-3- Calcul des temps de transfert pour les aquifères anisotrope homogènes <i>non influencés</i> par l'effet de recharge en régime permanent :	98
IV-6-B- Etude de l'influence de l'anisotropie lorsque ($k_h < k_v$) :	102
IV-6-B-1- Description des modèles simulés ($k_h < k_v$) :	102
IV-6-B-2 Validation par le logiciel SEEP/W des modèles anisotropes homogènes non influencés par l'effet de recharge en régime permanent ($k_h < k_v$) :	102
IV-6-B-3- Calcul des temps de transfert pour les aquifères anisotrope homogènes <i>non influencés</i> par l'effet de recharge en régime permanent ($k_h < k_v$):	103
IV-7- Etude de l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert pour un aquifère anisotrope homogène à nappe libre influencée par la recharge :.....	106
IV-7-1- Validation et calcul des surfaces de suintement des modèles d'aquifères homogènes anisotropes homogène influencé par l'effet de recharge verticale en régime permanent à l'aide du logiciel SEEP/W :	107
IV-7-1-1- Présentation des modèles simulés :	107
IV-7-2- Calcul des temps de transfert pour les aquifères homogènes anisotropes à nappe libre influencés par la recharge verticale en régime permanent :	109
IV-7-2-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge verticale :	109
IV-7-2-2- Comparaison des temps de transfert numériques des aquifères anisotropes avec les résultats analytiques:.....	111
IV-7-2-3- Conclusion :	115

IV-8- Etude de l'effet de l'hétérogénéité sur le calcul des temps de transfert :116
IV-8-1- Modèles simulés : 116
IV-8-1-1- Modèles stratifiés et isotropes : 116
IV-8-1-2-Modèles homogènes et anisotropes équivalents : 116
IV-8-1-3- Maillage, conditions aux limites et paramètres numériques de convergence considérés dans les simulations des modèles décrits ci-dessus : 117
IV-8-2- Validation des modèles par SEEP/W : 117
IV-8-3- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W : 118
IV-8-3-1- Comparaison des résultats numériques avec les résultats analytiques :	. 119
IV-8-3-2-Conclusion : 119
 Conclusion générale	152
Liste des références bibliographiques156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (IV-1) : Numéros et coordonnées des particules injectées dans l'aquifère isotrope, homogène, à nappe libre et non influencé par la recharge:.....	120
Tableau (IV-2) : Coordonnées des particules injectées dans l'aquifère isotrope, homogène, à nappe libre influencée par la recharge verticale:.....	121
Tableau (IV-3) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes, $(k_h > k_v)$) et analytiques :.....	122
Tableau (IV-4): Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes, $(k_h < k_v)$) et analytiques :.....	122
Tableau (IV-5) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge, $(k_h > k_v)$) et analytiques :.....	123
Tableau (IV-6): Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge, $(k_h < k_v)$) et analytiques :.....	123
Tableau (IV-7) : Valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales et des rapports d'anisotropie pour les modèles stratifiés isotropes ainsi que les modèles équivalents homogènes anisotropes.....	124

LISTE DES FIGURES

Figure (I-1) : Milieu poreux consisté de quatre couches.....	26
Figure (I-2) : Anisotropie dans un milieu stratifié.....	26
Figure (I-3) : Milieu poreux stratifié avec \bar{I} parallèle à l'axe des y.....	26
Figure (II-1): Illustration de périmètres de protection immédiat, rapproché et éloigné.....	54
Figure (II-2): Schéma illustrant le fonctionnement global de la méthode d'analyse par cartographie piézométrique. Les lignes d'écoulement de l'eau souterraine sont perpendiculaires aux lignes équipotentiels (Verreault, 2003).....	54
Figure (II-3) : Méthode du rayon calculé (EPA, 1987).....	55
Figure (II-4) : Illustration schématique de la surface normale à l'écoulement souterrain calculée avec les relations proposées par Bear et Jacobs (1965). Lorsque la largeur maximale de l'aire d'alimentation est atteinte, on peut appliquer simplement la loi de Darcy (1856) afin de déterminer la largeur "L" en supposant une épaisseur "b" (Verreault, 2003).....	55
Figure (II-5): Ligne de partage des eaux induite par un puits implanté dans un système d'écoulements naturels uniformes (OFEFP, 2003)	56
Figure (II-6) : Détermination des isochrones par la méthode de Hofmann et Lillich (1973)	56
Figure (II-7) : Détermination des isochrones par la méthode de Wissling (1979).....	57
Figure (III-1): Résultats d'analyse en utilisant le cheminement des particules « particle tracking ».....	71
Figure (III-2) : Résultats d'analyse d'advection-dispersion d'un contaminant migrant d'un lac.....	71
Figure (III-3) : Résultat d'analyse d'un problème d'intrusion marine par CTRAN/W.....	72
Figure (IV-1) : Conductivité hydraulique introduite en fonction de la pression interstitielle (u) pour le cas homogène isotrope.....	125
Figure (IV-2) : Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle pour le cas homogène isotrope.....	125
Figure (IV-3) : Représentation du <i>maillage 1</i> (éléments carrés : 0,4m × 0,4m):.....	126
Figure (IV-4) : La forme de la surface libre proche du puits.....	127
Figure (IV-5) : Représentation du <i>maillage du modèle 2</i> raffiné.....	127

Figure (IV-6) : Comparaison entre les nappes phréatiques trouvées numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.....	128
Figure (IV-7) : Comparaison entre la surface libre trouvée par SEEP/W et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $0,1m < r < 18,5m$	128
Figure (IV-8) : Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $11m < r < 303m$	129
Figure (IV-9) : Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis pour $0,1m < r < 18,5m$	129
Figure (IV-10) : Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis pour $11m < r < 303m$	130
Figure (IV-11) : Représentation du maillage du <i>modèle 2</i> raffiné.....	130
Figure (IV-12) : Comparaison entre le temps de transfert numérique et les temps de transfert trouvés par les méthodes analytiques de Chapuis et Chesnaux (2006) et Simpson et al. (2003)	131
Figure (IV-13) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et analytiques ($0,1 < r < 20m$).....	131
Figure (IV-14) : Vue latérale d'un puits de pompage en présence d'un écoulement régional.....	132
Figure (IV-15) : Comparaison entre les temps de transfert calculé par la méthode de Grubb (1993) et les temps de transfert calculés par M.E.F pour un aquifère horizontal homogène isotrope à nappe libre non alimenté par une recharge.....	132
Figure (IV-16) : Ecarts en jours entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle sans recharge.....	133
Figure (IV-17) : Ecarts en % entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle sans recharge.....	133
Figure (IV-18) : Surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène influencé par la recharge.....	134
Figure (IV-19) : Comparaison entre la surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène non influencé par la recharge et la surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène influencé par la recharge.....	134
Figure (IV-20) : Comparaison entre les temps de transfert calculés par M.E.F pour un aquifère isotrope homogène à nappe libre, en négligeant, et en considérant la recharge, pour deux cas différents.....	135

Figure (IV-21) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006), Chesnaux et al. (2005) pour $0,1 \text{ m} < r < 300 \text{ m}$	135
Figure (IV-22) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006), Chesnaux et al. (2005) pour $0,1 \text{ m} < r < 70 \text{ m}$	136
Figure (IV-23) : Ecarts en jours entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle influencé par la recharge.....	136
Figure (IV-24) : Ecarts en % entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle influencé par la recharge.....	137
Figure (IV-25): comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques pour des aquifères homogènes anisotropes ($k_h > k_v$).....	137
Figure (IV-26): Variation du débit de pompage en fonction du rapport k_h/k_v pour $k_h > k_v$	138
Figure (IV-27): Variation du temps de transfert en fonction de la distance radiale pour des rapports k_h/k_v différents ($k_h > k_v$).....	138
Figure (IV-28) : Ecarts en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec le modèle isotrope homogène.....	139
Figure (IV-29) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h > k_v$), avec ceux calculés par la méthode de Simpson et al. (2003).....	139
Figure (IV-30) : Ecarts en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec les résultats de Simpson et al. (2003).....	140
Figure (IV-31) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h > k_v$), avec ceux calculés par les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).....	140
Figure (IV-32) : Ecarts en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec les résultats des deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).....	141
Figure (IV-33): comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques pour des aquifères homogènes anisotropes ($k_h < k_v$).....	141
Figure (IV-34) : Temps de transfert dans les aquifères homogènes anisotropes non influencés par la recharge ($k_h < k_v$).....	142

Figure (IV-35) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h < k_v$), avec ceux calculés par la méthode de Simpson et al. (2003).....	142
Figure (IV-36) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h < k_v$), avec ceux calculés par les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).....	143
Figure (IV-37) : Surfaces libres des nappes phréatiques pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge ($k_h > k_v$)	143
Figure (IV-38) : Surfaces libres des nappes phréatiques pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge ($k_h < k_v$)	144
Figure (IV-39) : Débit de pompage en fonction du rapport k_h/k_v pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge pour ($k_h > k_v$)	144
Figure (IV-40) : Temps de transfert en fonction de la distance radiale pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge comparé avec les temps de transfert pour l'aquifère homogène isotrope influencé par la recharge pour ($k_h > k_v$).....	145
Figure (IV-41) : Temps de transfert en fonction de la distance radiale pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge comparé avec les temps de transfert pour l'aquifère homogène isotrope influencé par la recharge pour ($k_h < k_v$)	145
Figure (IV-42) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères anisotropes homogènes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Simpson et al. (2003) pour ($k_h > k_v$).....	146
Figure (IV-43) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Chapuis et Chesnaux (2006) (Closed form et méthode simplifiée) pour ($k_h > k_v$)	146
Figure (IV-44) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Chesnaux et al. (2005) pour ($k_h > k_v$)	147
Figure (IV-45) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005) pour ($k_h < k_v$).....	147
Figure (IV-46) : Comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques des aquifères hétérogènes isotopes et les aquifères homogènes anisotropes équivalents .	148

Figure (IV-47) : Temps de transfert dans les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes	148
Figure (IV-48) : Ecart des temps de transfert des modèles stratifiés avec les modèles anisotropes homogènes équivalents	149
Figure (IV-49) : Comparaison des résultats de la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) et les résultats trouvés par la M.E.F pour les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes	149
Figure (IV-50) : Comparaison des résultats de la méthode analytique de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) et les résultats trouvés par la M.E.F pour les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes	150
Figure (IV-51) : Ecarts absolus des temps de transfert entre les méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés.....	150
Figure (IV-52) : Comparaison entre la méthode de Simpson et al. (2003) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés et les modèles d'aquifères équivalents homogènes anisotropes	151
Figure (IV-53) : Ecarts absolus des temps de transfert entre la méthode de Simpson et al. (2003) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés	151

LISTE DES SYMBOLES

- A : section normale à la direction de l'écoulement souterrain, [L²]
A' : distance entre la limite aval de la zone d'appel et l'ouvrage de captage, [L]
b : épaisseur de l'aquifère, [L]
B : largeur de la limite d'alimentation au droit du puits, [L]
b_i : épaisseur de strate d'ordre i, [L]
i : gradient hydraulique, [-]
k : conductivité hydraulique, [LT⁻¹]
k_i : conductivité hydraulique de strate d'ordre i, [LT⁻¹]
k_v : conductivité verticale, [LT⁻¹]
k_h : conductivité horizontale, [LT⁻¹]
k_x : conductivité hydraulique dans la direction x, [LT⁻¹]
k_y : conductivité hydraulique dans la direction y, [LT⁻¹]
k_z : conductivité hydraulique dans la direction z, [LT⁻¹]
L : largeur de la section A, [L]
L' : largeur maximale de l'aire d'alimentation, [L]
n : porosité, [-]
n_e : porosité effective, [-]
Q : débit de pompage, [L³T⁻¹]
Q_i : débit de pompage par strate d'ordre i, [L³T⁻¹]
r_w : rayon du puits de pompage, [L]
r : distance du centre du puits au piézomètre, [L]
t : temps de transfert de polluant, [T]
V : vitesse de Darcy parfois notée débit spécifique [LT⁻¹]
ω : teneur en eau massique %

Symboles grecs :

- ρ : masse volumique. [ML⁻³]
Δh : variation de charge hydraulique [L]
γ_w : poids volumique de l'eau, [ML⁻², T⁻²]
σ_T : contrainte totale dans la direction x et/ou y, [ML⁻¹, T²]
σ' : contrainte effective, [ML⁻¹T²]

INTRODUCCION GENERALE

Introduction générale

Les eaux souterraines représentent généralement une excellente source d’approvisionnement en eau potable. Le filtre naturel constitué par les matériaux géologiques produit le plus souvent une eau de grande qualité, avec notamment de très faibles teneurs en micro-organismes et autres substances en suspension. Il en résulte que l’exploitation des eaux souterraines présente des avantages économiques appréciables, du fait qu’elles ne nécessitent que peu de traitement – parfois même aucun traitement – avant leur distribution dans un réseau d’eau potable (Rouleau et al, 2006).

En Algérie, les ressources en eaux souterraines sont importantes pour les différents besoins tel que la consommation en eau potable, les activités industrielles et l’agriculture.

1-Problématique :

L'industrialisation, connue depuis le 19^{ème} siècle, a provoquée une pollution immense qui touche toutes les ressources naturelles de la planète. Notamment les ressources en eaux souterraines dans le monde entier ont subi, dans ces dernières années, une dégradation remarquable de leur qualité. En vue de protéger ces ressources, des zones de protection, au sein desquelles certaines activités économiques sont réglementées, voire interdites, sont établies autour de tous les captages d'eau.

Les eaux souterraines en Algérie, identiquement aux pays du monde, ont été affectées par la pollution causée par l'industrialisation. De ce fait, une protection de ces ressources est indispensable. En effet, la loi algérienne de l'eau de l'année 2005, a consacré 19 articles qui traitent la protection qualitative et quantitative des ressources en eau. Les articles n° : 30 à 33 définissent les périmètres de protection quantitative des ressources en eau. Ainsi, les articles n° 38 à 52 définissent les périmètres de protection qualitative. Principalement, l'article n° 38 donne une définition d'un périmètre de protection qualitative : *« Il est établi autour des ouvrages et installations de mobilisation, de traitement et de stockage d'eau souterraine ou superficielle ainsi que de certaines parties vulnérables des nappes aquifères et des oueds, une zone de protection qualitative comprenant, selon les nécessités de prévention des risques de pollution un périmètre de protection immédiate dont les terrains doivent être acquis par l'Etat et protégés par une personne physique ou morale chargée de l'exploitation des ouvrages et installations concernés, un périmètre de protection rapprochée à l'intérieur duquel sont interdits ou réglementés les dépôts, activités ou installations susceptibles de polluer les eaux, de façon chronique ou accidentelle, un périmètre de protection éloignée à l'intérieur duquel sont réglementés les dépôts, activités ou installations visés à l'alinéa précédent ».*

Donc, un traçage des zones de protection des ouvrages de captage d'eau souterraine, en Algérie, est une nécessité qui obéit aux réglementations et au suivi des services responsables.

Ainsi, la législation « belge » définit une zone de protection comme l'aire géographique à partir de laquelle toute particule d'eau atteint le captage au cours un temps t spécifié (Rentier, 2002). Ce temps est appelé le temps de transfert des particules.

Très précisément, les rayons des périmètres de protection rapprochés sont définis par les temps de survie des bactéries et des virus, estimés à 200 et 550 jours respectivement (Verault, 2003 ; Rasmussen et al. 2003 ; Rasmussen et al. 2006). En garantissant un "délai d'intervention" suffisamment long, ces zones visent à fournir une protection du captage principalement à l'encontre de pollutions ponctuelles à caractère accidentel (Rentier, 2002).

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour calculer les zones de protection ou périmètres de protection des captages d'eau souterraine. Puisqu'il est l'élément principal dans la définition des périmètres de protection, le temps de transfert des particules des polluants a pris une part importante dans les travaux des chercheurs auteurs des méthodes analytiques.

L'aquifère à nappe libre est un exemple d'aquifères, existants dans la nature, qui a intéressé les auteurs des méthodes analytiques pour le calcul des temps de transfert. Cependant ces méthodes sont, souvent, basées sur des hypothèses simplificatrices et supposent que l'aquifère à nappe libre est un milieu homogène et isotrope. Et fréquemment, elles négligent l'effet de la recharge de la nappe. Ce sont des hypothèses qui s'éloignent trop du milieu réel.

Ainsi, la délimitation précise des zones de protection des eaux souterraines, tant au niveau de leur forme que de leur extension, est de grande importance non seulement d'un point de vue environnemental mais également d'un point de vue économique. Elle repose sur la qualité des modèles d'écoulement souterrain et dépend donc principalement de notre capacité à décrire les propriétés du système aquifère, essentiellement sur base de la connaissance de la géologie du sous-sol qui est toujours limitée aux données acquises sur le terrain (Rentier, 2002).

Donc, une bonne analyse hydrogéologique du milieu aquifère, qui mène à définir les propriétés hydrogéologiques du milieu aquifère, est nécessaire avant d'entamer le calcul des temps de transfert des particules, et par conséquent, la définition des zones de protection des ouvrages de captages des eaux souterraines.

2- Objectif du mémoire :

Ce travail, est une contribution dans le domaine de calcul des périmètres de protection des ouvrages de captage des eaux souterraines. Il a pour objectif principal d'évaluer les méthodes analytiques existantes de calcul des temps de transfert, sous la lumière des contraintes d'anisotropie, d'hétérogénéité et de recharge verticale de la nappe. Pour ce faire, une comparaison est faite entre le calcul numérique et le calcul analytique des temps de transfert. Les écarts entre les résultats des deux approches ont été donnés. Le calcul numérique des temps de transfert a été obtenu à l'aide de la méthode des éléments finis. Pour cela, deux logiciels de calcul numérique basés sur cette méthode ont été utilisés et qui sont : SEEP/W et CTRAN/W. Plusieurs modèles ont été simulés par ces deux logiciels en introduisant l'effet, sur le calcul des temps de transfert, de l'anisotropie, d'hétérogénéité et de la recharge verticale. Le logiciel CTRAN/W a servi pour le calcul des temps de transfert tandis que la validation des modèles et l'étude de l'écoulement ont été faites par le logiciel SEEP/W. Les deux logiciels CTRAN/W et SEEP/W sont fournis par la société canadienne GEOSLOPE parmi un groupe de logiciels qui s'appelle GEOSTUDIO 2007.

Le calcul des temps de transfert, numérique et analytique, aboutit au calcul des périmètres de protection des ouvrages de captage. Ainsi, les rayons des périmètres de protection calculés analytiquement ont été comparés avec ceux qui ont été calculés numériquement.

3-Méthodologie :

En plus de cette introduction, ce travail comprend quatre chapitres et une conclusion générale. Le premier chapitre donne des notions générales sur les aquifères, définit l'hétérogénéité et l'anisotropie et traite les types et les origines de la pollution et la contamination des eaux souterraines.

Le deuxième chapitre est consacré à la définition des périmètres et à la présentation des différentes méthodes et approches qui contribuent au leur calcul. Ce chapitre met l'accent, essentiellement, sur les méthodes analytiques de calcul des temps de transfert, utilisées dans ce travail.

La méthode des éléments finis est l'outil de calcul numérique exploité dans cette thèse. Pour cela, l'étude fait appel à deux logiciel de calcul numérique basés sur la méthode des éléments finis, fournis par la société canadienne GEOSLOPE, et qui sont le SEEP/W et le CTRAN/W. La présentation de ces deux logiciels est donnée dans le troisième chapitre.

Le quatrième chapitre regroupe les résultats trouvés et leurs interprétations. D'abord, un modèle simple isotrope, homogène, non influencé par la recharge verticale a été traité. Et les résultats numériques on été comparés avec les résultats analytiques. Par la suite, un modèle isotrope, homogène, influencé par la recharge a été analysé. En faisant intervenir l'effet de l'anisotropie, des aquifères anisotropes homogènes non influencés par la recharge ont été simulés et l'effet de l'anisotropie sur l'écoulement et le calcul des temps de transfert a été conclu. Ainsi, la même chose est faite pour des aquifères anisotropes homogènes influencés par la recharge verticale. Enfin, des modèles hétérogènes isotropes ont été simulés et comparés avec des modèles équivalents homogènes anisotropes. Ainsi, l'effet de l'hétérogénéité sur l'écoulement et le calcul des temps de transfert ont été traités.

Les différents résultats et conclusions ainsi que les perspectives dégagés de ce travail sont donnés dans la conclusion générale.

CHPITRE I :
DEFINITIONS GENERALES

CHAPITRE I

Définitions générales

I-1- Introduction :

Le captage d'un système aquifère par un ouvrage constitue une combinaison de composantes naturelles et de composantes créées par l'être humain. Les composantes naturelles incluent les milieux aquifères ainsi que leurs entrées et leurs sorties d'eau dans leur état naturel. Les composantes humaines exercent des pressions soit sur la quantité de la ressource, par l'action même des ouvrages de captage, soit sur sa qualité, par des activités présentant des risques de contamination. Il s'agit donc d'un système hybride (Harbaugh et Bonham-Carter, 1970) que l'être humain ne peut ni connaître complètement ni gérer en exclusivité. Néanmoins, la composante « aquifère capté » doit demeurer le plus possible exempte de contamination (Rasmussen et al., 2006).

I-2- Définitions d'un aquifère, un aquitard, nappes souterraines:

Un **aquifère** est la formation géologique saturée d'eau et qui peut fournir ou emmagasiner un volume considérable de celle-ci. On distingue des aquifères à nappes libres et des aquifères confinés. Dans le cas des dépôts non consolidés (des alluvions), les aquifères sont généralement formés de sables, graviers ou d'un mélange des deux. Dans le cas des roches l'eau circule par les interstices, les fissures ou un réseau de celles-ci (Chenaf, 1997).

Un **aquitard** est un horizon de faible perméabilité dans lequel l'eau ne peut pas être prélevée de façon efficace par des puits; dans plusieurs cas cependant un écoulement non négligeable peut s'y produire perpendiculairement aux couches, amenant de l'eau par drainance aux aquifères adjacents (Rasmussen et al., 2006).

Les termes *aquifère* et *aquitard* s'appliquent au milieu géologique contenant l'eau souterraine.

Une **nappe d'eau souterraine** est l'ensemble des eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère. Une **nappe phréatique** est une nappe d'eau souterraine suffisamment importante pour être captée de façon utile par un puits.

Dans la nature, il existe trois types de nappes souterraines :

- nappe libre,
- nappe captive,
- nappe semi-captive

Un **aquifère à nappe libre** est caractérisé par une couche perméable ayant une pression égale à la pression atmosphérique. La recharge de cet aquifère se produit par l'infiltration verticale des eaux de surface.

Un aquifère à **nappe captive** est constitué d'une couche aquifère se trouvant entre deux couches très imperméables. La recharge se produit là où la couche aquifère affleure en surface.

Un aquifère à *nappe semi-captive* est caractérisé par une couche aquifère se situant sous une couche moins perméable (aquitard). La recharge de cet aquifère se produit par le même phénomène que pour une nappe captive, auquel s'ajoute la recharge dans la couche de confinement ainsi que la drainance verticale à travers la couche aquitard. La drainance désigne une faible valeur de flux, mais qui devient non négligeable quand il se produit sur une grande superficie (Rasmussen et al. , 2006).

I-3- Hétérogénéité et anisotropie des aquifères :

La délimitation d'une zone de protection autour d'un puits de captage dépend des propriétés du puits et des propriétés du système aquifère – conductivité hydraulique, porosité efficace, épaisseur saturée, conditions aux frontières, recharge, etc. Contrairement aux propriétés du puits qui sont généralement bien connues, celles de l'aquifère sont souvent difficiles à estimer en raison du manque de données. De plus, les propriétés hydrogéologiques montrent généralement de larges degrés d'hétérogénéité. Les mesures de terrain indiquent en effet que ces propriétés varient dans l'espace de manière irrégulière (Dagan, 1989 ; Gelhar, 1993) entraînant une répartition inégale de l'écoulement souterrain et du transport de soluté (Rentier, 2002).

En fait, la considération de l'effet de l'hétérogénéité et d'anisotropie dans le calcul des périmètres de protection est très importante. Car, l'hétérogénéité et l'anisotropie peuvent générer, par exemple, des conduits préférentiels d'écoulement qui influencent alors la forme de l'aire d'alimentation. La connaissance de l'architecture interne d'un aquifère est donc utile pour évaluer les différents milieux qui composent l'aquifère (Rasmussen et al., 2006).

I-3-1-Homogénéité et isotropie :

L'homogénéité et l'isotropie d'un milieu aquifère sont définies en relation avec la conductivité hydraulique (k) de ce milieu. Si la valeur de k est la même quel que soit l'endroit dans une formation, cette formation est homogène. Si la valeur de k varie d'un endroit à un autre, la formation est hétérogène. Lorsque la valeur de k en un point est la même quelle que soit la direction considérée, la formation est isotrope à cet endroit. Si la valeur de k en un point varie selon la direction de mesure, la formation est

anisotrope. Les formations géologiques sont très rarement isotropes et homogènes (Rasmussen et al. 2006).

I-3-2- Types d'hétérogénéité :

Les aquifères ont des champs de conductivité hydraulique hétérogènes. Cette propriété est due aux processus géologiques, qui ne génèrent pas des caractéristiques des milieux poreux uniformes sur des zones appréciables, et au dépôt des blocs sédimentaires.

Les hétérogénéités résultantes arrivent sur toutes les échelles de longueurs, d'un pore à pore sur l'échelle des millimètres et différentes à celle qui arrive sur les distances des dizaines de kilomètres.

Sur l'échelle du champ, on peut reconnaître au moins trois types d'hétérogénéité :

- **La stratification** : c'est le type d'hétérogénéité le plus commun. Il résulte des dépositions successives des couches ayant des textures et tailles variables.
- **La tendance « trending »** : ce type est associé à des changements latéraux et verticaux dans la texture, éventuellement dus à la variation d'énergie ambiante dans le système dépositionnels.
- **Le contact** : qui est du aux contacts des roches avec les alluvions, etc.

Dans les problèmes hydrauliques souterrains et transport de polluants dans les systèmes alluviaux, on est la plupart des temps intéressé par les stratifications dans l'échelle des dizaines de centimètres à des mètres, et l'hétérogénéité de **tendance**, dans l'échelle de dizaines à des centaines de mètres.

I-3-3- Systèmes équivalents :

Dans les analyses d'ingénieurs des problèmes d'écoulements souterrains, il est souvent utile de remplacer le vrai milieu hétérogène par un milieu **homogène équivalent**. Ici, le terme « équivalent » fait référence à un système plus simple conceptuellement, qui rend des résultats calculés identiques à ceux obtenus des calculs

utilisant le milieu actuel. Ce concept est similaire à la définition formelle de la moyenne dans la théorie de probabilité.

I-3-4- La stratification

On considère un milieu poreux constitué des couches uniformes, chaque couche à une épaisseur b_i et une conductivité hydraulique k_i (figure I-1). L'épaisseur totale est b . On calcule un milieu équivalent pour un écoulement horizontal ou vertical en respectant la stratification du milieu à étudier.

Premièrement, on considère un écoulement horizontal et on calcule la conductivité hydraulique horizontale équivalente du système et après on fera la même chose pour l'écoulement vertical.

Pour l'écoulement horizontal ($q_h \neq 0$, $q_v = 0$), le gradient hydraulique est le même pour chaque couche :

$$I_1 = I_2 = I_3 = \dots = I$$

Cette hypothèse est vraie si aucun gradient hydraulique vertical n'est développé. La décharge horizontale à travers le système stratifié est :

$$Q_h = \sum k_i \cdot I_i \cdot b_i = I \sum k_i \cdot b_i \dots \dots \dots (I-1)$$

Où : Q_h : est la décharge horizontale par unité de largeur d'aquifère (ce n'est pas l'épaisseur). Par définition, la décharge à travers le milieu homogène équivalent doit être la même et elle est calculée par :

$$Q_h = k_h \cdot I \cdot b \dots \dots \dots (I-2)$$

Où : k_h est la conductivité hydraulique horizontale équivalente. L'équivalence de ces deux derniers résultats donne la relation entre k_h et k de la couche i :

$$k_h = \frac{\sum k_i b_i}{b} \dots \dots \dots (I-3)$$

L'équation (I-3) montre que pour un écoulement le long d'un système de couches parallèles, la conductivité hydraulique équivalente est **une moyenne arithmétique** des conductivités hydrauliques des couches individuelles, pondérée par leurs épaisseurs.

Maintenant, si on considère un écoulement vertical ($q_h=0$, $q_v \neq 0$), la décharge spécifique à travers chaque couche est la même :

$$q_1 = q_2 = q_3 = \dots = q$$

Pour chaque couche, la loi de Darcy donne :

$$\Delta h_i = \frac{q_v b_i}{k_i} \dots \dots \dots (I-4)$$

Où : Δh_i est la charge perdue à travers la i ème couche. Le milieu homogène équivalent doit avoir la même décharge et la charge perdue correspondante est :

$$\Delta h = \frac{q_v b}{k_v} \dots \dots \dots (I-5)$$

Où : Δh est la charge totale perdue à travers le système des couches. Néanmoins, cette valeur est égale à la somme des charges perdues des couches individuelles, donc :

$$\Delta h = \sum \Delta h_i = q_v \sum \frac{b_i}{k_i} \dots \dots \dots (I-6)$$

En comparant les équations (I-4) et (I-5), on trouve que la conductivité hydraulique verticale équivalente est donnée ainsi :

$$k_v = \frac{b}{\sum \frac{b_i}{k_i}} \dots \dots \dots (I-7)$$

L'équation (I-7) montre que la conductivité hydraulique verticale équivalente à travers un système de couches en séries est donnée par **une moyenne harmonique** des conductivités hydrauliques verticales des couches individuelles, encore pondérée par leurs épaisseurs.

Des statistiques, on sait que la moyenne arithmétique est toujours plus grande que la moyenne harmonique : $k_h \geq k_v$. Le milieu équivalent est un milieu anisotrope dont les couches individuelles sont homogènes et isotropes.

I-3-5- Milieu poreux anisotropes :

On a vu que pour l'hétérogénéité de stratification, le milieu homogène équivalent résultant présente des propriétés directionnelles avec une conductivité hydraulique étant plus grande le long des couches qu'à travers elles. Ces caractéristiques directionnelles exigent le développement d'une forme généralisée de la loi de Darcy pour l'application des milieux anisotropes. Pour un milieu isotrope, on a la loi de Darcy écrite comme suit :

$$\vec{q} = k \cdot \vec{I} = -k \nabla h = -k \frac{\partial h}{\partial x_i} \dots\dots\dots (I-8)$$

L'équation (I-8) montre que les vecteurs \vec{q} et \vec{I} sont parallèles. Maintenant, on considère un système stratifié illustré sur la figure (I-2). Puisque la conductivité hydraulique horizontale est plus grande que la conductivité verticale, les composantes de la vitesse de Darcy sont plus grandes de leurs grandeurs pour le milieu isotrope. Cette idée signifie que les vecteurs \vec{q} et \vec{I} ne peuvent plus être parallèles quoiqu'ils restent linéairement reliés. La généralisation appropriée de la loi de Darcy est faite à travers l'introduction des tenseurs. Le vecteur de la vitesse de Darcy est donné ainsi :

$$\begin{pmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} I_x \\ I_y \\ I_z \end{pmatrix} \dots\dots\dots (I-9)$$

L'équation (I-9) peut être donnée ainsi :

$$\vec{q} = \vec{K} \cdot \vec{I} \dots\dots\dots (I-10)$$

Les équations (I-9) et (I-10) sont évaluées en utilisant les règles de multiplication des matrices. Pour la composante de la vitesse selon l'axe des x, on a :

$$q_x = k_{xx}I_x + k_{xy}I_y + k_{xz}I_z \dots\dots\dots (I-11)$$

L'équation (I-11) est généralisée pour les autres composantes. Pour obtenir l'interprétation physique des composantes du tenseur de la conductivité hydraulique, on considère le système stratifié de la figure (I-3) avec l'axe des y choisi pour être parallèle à la direction de \vec{I} . La seule composante du vecteur \vec{I} est I_y . Selon l'équation (I-9), la composante de q selon l'axe des y est donnée par :

$$q_y = k_{yy} \cdot I_y \dots\dots\dots (I-12)$$

Cette équation ressemble à la loi de Darcy. Cependant, la composante de \vec{q} selon l'axe des x est donnée par :

$$q_x = k_{xy} \cdot I_y \dots\dots\dots (I-13)$$

L'équation (I-13) montre que K_{xy} relie la composante du gradient hydraulique selon l'axe des y avec la composante de la vitesse de Darcy selon l'axe des x. Les autres composantes ont la même interprétation.

Le système de coordonnées de la figure (I-3) n'est pas naturel. Une approche plus approprié est de choisir une coordonnée qui soit parallèle aux couches et une autre coordonnée qui soit perpendiculaire à elles. Le système résultant a une coordonnée dans la direction de la conductivité hydraulique maximum et l'autre dans la direction de sa minimum. Cette sélection unique pour un système de coordonnées est désignée selon le choix **des axes principaux**. En sélectionnant les axes principaux comme les coordonnées de base, le tenseur de conductivité hydraulique devient un tenseur diagonal, montré par l'équation (I-14).

$$\begin{pmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} I_x \\ I_y \\ I_z \end{pmatrix} \dots\dots\dots (I-14)$$

Ainsi, la loi de Darcy peut être écrite comme suit :

$$\begin{aligned} q_x &= k_{xx} \cdot I_x \\ q_y &= k_{yy} \cdot I_y \dots\dots\dots (I-15) \end{aligned}$$

$$q_z = k_{zz} \cdot I_z$$

L'équation (I-15) montre que les composantes principales k_{xx} , k_{yy} et k_{zz} ne sont pas égales.

I-4- Définition de la pollution d'eau souterraine

Une eau est polluée lorsque, *sous l'effet de l'activité humaine*, elle devient impropre à satisfaire la demande d'utilisation ou qu'elle présente un danger pour l'environnement. Les causes naturelles de la dégradation de la qualité de l'eau souterraine sont donc exclues de ce concept. En effet si cette définition était généralisée, la plupart des eaux minérales et thermales mériteraient le qualificatif de polluées.

Une eau souterraine renferme une teneur en substances minérales dissoutes d'origine naturelle, géologique. C'est *le bruit de fond* des géochimistes. *Le degré de pollution* est apprécié par la mesure de l'écart entre les caractéristiques physiques et chimiques de l'eau considérée, par référence au bruit de fond, local ou régional. Celui-ci est difficile à apprécier dans les régions, objet de siècles d'activités agricoles ou de décennies de développement industriel (Castany, 1982).

En effet, des normes spécifiques sont définies afin de qualifier la qualité de l'eau souterraine. Elles obéissent à des critères économiques régionaux, l'usage de l'eau, etc. Une eau non potable peut servir à l'irrigation ou pour l'industrie.

Avant d'entamer les différents types de pollutions des eaux souterraines, une connaissance préalable des caractéristiques naturelles de ces dernières est nécessaire.

I-5- Caractéristiques naturelles des eaux souterraines :

Les eaux souterraines ont acquis leurs caractéristiques physico-chimiques à la traversée des différents compartiments du cycle de l'eau : atmosphère, sol, eaux de surface, zone non saturée, aquifère noyé.

L'atmosphère apporte, entre autres, chlorures et sulfates, sodium et potassium en provenance des aérosols marins, mais aussi des composés portés par la pollution

atmosphérique (sulfates, nitrates, hydrocarbure...) provenant de la combustion des énergies fossiles (charbon, pétrole) : centrales thermique, chauffage domestique, circulation automobile, ou des poussières arrachées aux sols nus (zones cultivées ou désertiques).

Le sol, ainsi que les terrains altérés de surface (altérites, épikarst), sont le lieu d'action de l'évaporation, capable d'y concentrer les traceurs conservatifs des précipitations. La réserve facilement utilisable (RFU ou RU max) est non seulement un réservoir d'eau, mais elle stocke aussi chlorures, nitrates, sodium, potassium... que l'évaporation concentre dans le sol et que les pluies efficaces suivantes vont lixivier en direction de la zone non saturée.

Le sol est aussi la première interface entre l'eau et les minéraux : les carbonates sulfates de calcium ou de magnésium y sont dissous... Les silicates s'y altèrent en argiles, libérant calcium, magnésium, sodium et potassium. Ces dissolutions et hydrolyses sont rendues possibles grâce à la présence de dioxyde de carbone produit dans le sol par l'activité biologique, par exemple par la respiration de la microfaune et de la microflore (bactéries, racines).

Dans *le sol*, la dégradation de la matière organique produit du CO₂, des nitrates, du potassium..., et des acides humiques et fulviques. Ces derniers vont se minéraliser au cours du temps (CO₂) constituant ainsi un potentiel de dissolution des carbonates et d'altération des silicates dans la zones non saturée et même dans la zone noyée des nappes sous-jacentes. La zone non saturée et la zone noyée constituent, elles aussi, des interfaces eau-roches, sur lesquelles l'eau se minéralise (Gilli et al; 2004).

I-6- Contamination et pollution des eaux souterraines :

Deux types de contaminations souterraines sont distingués : *naturelle et anthropique*.

I-6-1 Contamination naturelle :

La contamination de source naturelle est ponctuelle puisqu'elle est liée au contexte géologique. En fonction du contexte minéralogique, on peut retrouver des

problèmes de fer, de manganèse, de carbonates de calcium, de sulfates, de salinité, d'arsenic, de baryum, de plomb, de cuivre, de zinc, de sélénium, d'uranium et d'autres métaux présents naturellement dans les eaux souterraines (Beaudet, 1999).

Cependant, il existe plusieurs causes qui génèrent une contamination naturelle, Gilli et al. (2004) citent les suivantes:

I-6-1-1- Dissolution et altération :

Du fait d'une cinétique lente, les réactions d'altération des silicates produisent généralement, avec des temps de réaction n'excédant pas quelques mois ou années, une minéralisation modérée.

La dissolution des carbonates, contrôlée par l'équilibre calco-carbonique (limitation par la solubilité de la calcite et de la dolomite), n'engendre pas non plus de minéralisation excessive.

En revanche, les évaporites (sulfates, chlorures, nitrates, borates...), dont la cinétique de dissolution très rapide alliée à une grande solubilité des minéraux (gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, anhydrite CaSO_4 , halite NaCl , sylvine KCl , caliche NaNO_3 , nitre ou salpêtre KNO_3 , borax $\text{Na}_2\text{B}_2\text{O}_7 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$...), sont susceptibles d'apporter à l'eau tous leurs ions constitutifs comme contaminants naturels : teneurs de plusieurs g.L^{-1} de SO_4^{2-} de plusieurs centaines de g.L^{-1} de Cl^- . Dans les régions semi-arides (y compris les régions méditerranéennes) ou arides, ces ions rendent inutilisables de nombreuses ressources en eau de surface ou souterraines.

L'évaporation des eaux de surface (sebkha, chotts) et des solutions du sol sous les climats tropicaux secs provoque la concentration des sels en surface et dans le sol.

I-6-1-2- Biseau salé :

Une autre cause de contamination naturelle est la présence d'une interface souterraine eau douce/eau salée. Bien qu'en régime statique, les lentilles d'eau douce « flottent » sur l'eau salée de la mer ou des estuaires, l'écoulement souterrain peut amener le mélange de ces deux composantes, en milieu hétérogène.

I-6-1-3- Milieux confinés :

Les aquifères captifs, dans lesquels le potentiel redox est bas du fait de la consommation de l'oxygène dissous, puis de celle des nitrates... par les réactions d'oxydation des sulfures ou de la matières organiques, sont le siège de la mise en solution de métaux indésirables (fer et manganèse). Si la réduction est plus poussée, peuvent apparaître ammonium, sulfure et méthane.

I-6-1-4- Matière organique naturelle :

Les nappes alluviales, dans lesquelles les cours d'eau ont apporté divers éléments organiques (bois, feuilles...) peuvent avoir des teneurs en carbone organique total (COT) ou en hydrocarbures élevées, du même ordre de grandeur que celle induites par des pollutions anthropiques faibles.

I-6-2- Pollution anthropique :

L'activité humaine engendre des rejets gazeux, liquides et solides dans le milieu (atmosphère, eaux de surface, sol, nappes) qui, directement (rejets) ou indirectement, vont affecter les eaux souterraines. L'infiltration verticale (recharge) ou latérale (limite à flux entrant : berges de cours d'eau), la lixiviation de l'atmosphère et des sols vont contribuer à la dégradation qualitative des ressources (Gilli et al., 2004).

Tout apport de substances indésirables dans l'eau souterraine, causé par les activités humaines, est considéré comme une *contamination*. On a souvent supposé que les contaminants laissés sur ou sous un sol demeureront à cet endroit même. C'est prendre ses désirs pour des réalités. L'eau souterraine disperse souvent les effets des décharges et des déversements bien au-delà du lieu de la contamination initiale. La contamination de l'eau souterraine est extrêmement difficile, et parfois impossible, à nettoyer.

Les activités humaines peuvent causer l'émission de substances susceptibles de contaminer les sols et de s'infiltrer jusqu'aux eaux souterraines. Le risque de contamination est non seulement fonction des activités humaines et de leur intensité, mais aussi de la vulnérabilité des eaux souterraines. Puisque les eaux souterraines

constituent un vecteur de propagation des contaminants au sein des sols, leur mouvement dans les formations géologiques pourra (Beudet, 1999):

- menacer des ouvrages de captage existants situés sur son parcours d'écoulement;
- compromettre le potentiel d'exploitation d'une formation aquifère ;
- constituer un rejet diffus de contaminants susceptibles d'altérer de façon significative la qualité des eaux de surface, particulièrement en période d'étiage.

La pollution anthropique peut être classée en plusieurs types et peut avoir plusieurs origines.

I-7- Principaux types des pollutions :

I-7-1- Pollution temporaire et pollution chronique :

L'émission exceptionnelle de matière polluante à la suite d'un incident (mauvaise manœuvre en usine, accident de la circulation, ...) peut entraîner un transfert à la nappe et sa pollution dont la durée dépend de son pouvoir d'auto épuration et de sa vitesse de percolation.

Les pollutions chroniques sont plus insidieuses et dommageables; moins spectaculaires, elles peuvent passer inaperçues (pollution agricole par les nitrates; contaminations par hydrocarbures à partir de sols pollués) (Renard, 2002).

I-7-2- Pollution ponctuelle et pollution diffuse :

Les contaminants de l'eau souterraine proviennent de deux catégories de sources : les *sources ponctuelles* et les *sources diffuses ou* non ponctuelles. Les décharges, les fuites de réservoirs d'essence, les pertes de fosses septiques et les déversements accidentels sont des exemples de sources ponctuelles. L'infiltration des pesticides et des engrais des terres agricoles est un exemple de source diffuse.

Le polluant émis sur une faible surface n'affectera qu'un secteur limité de la nappe, qui pourra s'étendre par diffusion. Seuls les captages à proximité de la zone polluée et en

aval seront affectés. Selon la densité et la solubilité du polluant, la zone polluée sera circonscrite ou diffuse, à la surface ou à l'intérieur de la nappe.

L'épandage de produits polluants sur une grande surface en revanche affecte l'ensemble de la nappe; elles sont de plus souvent chroniques et déclassent l'ensemble de la nappe pour la production d'eau potable, à moins de traitements adaptés (cas des pollutions agricoles par pesticides).

- pollution linéaire : Elle accompagne le trajet des routes et autoroutes, des canaux, des cours d'eau, des voies ferrées.

- pollutions historiques : De nombreuses zones polluées l'ont été à une époque où les préoccupations environnementales étaient inconnues ou sommaires : pollution par les terrils de mines, les décharges non contrôlées... (Renard, 2002).

I-7-3-La contamination diffuse :

On dit que la contamination est diffuse lorsque sa source couvre une superficie relativement importante du territoire, qu'elle est mal définie, variable et intermittente d'un point à l'autre du territoire concerné. Une contamination diffuse de l'eau souterraine peut découler : (Ministère de l'Environnement et de la Faune de Canada, 1996)

- de l'épandage de fumiers, d'engrais minéraux et d'autres amendements pour la fertilisation des terres ;
- de l'utilisation de pesticides pour la lutte contre les organismes indésirables ;
- de l'épandage de sels déglaçants le long des principales routes ;
- de retombées atmosphériques.

I-7-4- La contamination ponctuelle :

La contamination des eaux souterraines est dite ponctuelle lorsque la source de pollution présente une extension géographique relativement restreinte. Tout entreposage déficient ou toute manipulation inadéquate de substances ou matières présentant un potentiel de contamination peut être à l'origine d'une contamination ponctuelle des eaux souterraines. La présence et les caractéristiques de produits contaminants à la surface ou dans le sol sont susceptibles d'être à l'origine d'une contamination ponctuelle

d'importance variable selon le contexte hydrogéologique du site. Parmi les activités humaines posant un tel risque, il y a (Ministère de l'Environnement et de la Faune de Canada, 1997) :

- les lieux d'élimination des déchets et des matériaux secs;
- les terrains contaminés ;
- les réservoirs souterrains d'hydrocarbures ;
- la gestion des matières dangereuses ;
- les aires d'entreposage de matériaux ou de produits chimiques ;
- le lagunage des boues de fosses septiques ;
- les terrils en milieu minier ;
- les aires de compostage et les lieux d'entreposage de fumiers ;
- un champ d'épuration de fosse septique mal aménagé ;
- un ouvrage de captage mal aménagé ou abandonné sans avoir été obturé convenablement ;
- les aires de dilution des fertilisants et des pesticides ;
- les bâtiments et cours d'exercice pour bestiaux en milieu agricole.

D'autres sources de ce type de contamination peuvent être ajoutées :

- fuites de réservoirs ou de pipelines contenant des produits pétroliers ;
- pertes ou déversements de produits chimiques industriels aux installations de fabrication ;
- puits d'injection souterrains (déchets industriels) ;
- décharges municipales ;
- fuites de réseau d'égouts ;
- produits chimiques utilisés dans les installations de préservation du bois ;
- cendres volantes des centrales thermiques alimentées au charbon ;
- zones d'élimination des boues dans les raffineries de pétrole ;
- épandage des boues résiduaires ;
- zones de stockage de sel pour les routes ;
- puits pour l'élimination des déchets liquides ;
- ruissellement du sel et d'autres produits chimiques sur les routes et autoroutes ;
- déversements liés aux accidents routiers ou ferroviaires ;
- goudron de houille dans les anciens lieux de gazéification ;

- production d'asphalte et terrains de nettoyage de l'équipement.

I-8- Les origines de la pollution :

I-8-1- Pollution domestique :

Dans le cas d'un assainissement, collectif ou individuel, défectueux, des substances indésirables contenues dans les eaux vannées et les eaux ménagères peuvent être transférées à la nappe (matières organiques, détergents, solvants, antibiotiques, micro-organismes...) Le cas se produit avec les puits perdus, l'assainissement individuel avec infiltration dans le sol mal conçu ou mal dimensionné, les stations d'épuration urbaines surchargées... Les ordures ménagères accumulées dans des décharges sauvages ou non mises à la norme (centre d'enfouissement technique) libèrent également des lixiviats riches en polluants (Renard, 2002).

Les principaux polluants apportés sont salins (chlorures de sodium de régénération des résines échangeuses d'ions des adoucisseurs d'eau, des fers à repasser ou des lave-vaisselle), tensioactifs (borates, polyphosphates des détergents), bactériologiques (*Escherischia coli*, Entérocoques fécaux, ...), hormonaux (pilule anticonceptionnelle...). Outre les ions apportés en solutions, la pollution domestique émet des matières en suspension, en particulier organiques. Il faut y ajouter les déchets de bricolage (solvants des peintures, huiles de vidange...), engrais et pesticides utilisés à forte dose dans les jardins privés (Gilli et al., 2004).

I-8-2- Pollution urbaine :

La pollution urbaine se compose des eaux des surfaces imperméabilisées appelées abusivement eaux pluviales, des résidus de traitement de la pollution domestique collectée, ainsi que les résidus de traitement des ordures ménagères.

Les toits recueillent la fraction imbrûlée des fiouls domestiques (hydrocarbures, sulfates), la voirie (routes, parkings) des hydrocarbures (lubrifiants), des matières en suspension (poussières de plaquettes de freins et de disques d'embrayages), des métaux lourds (zinc des peintures, autrefois plomb...), du sel en période de gel. Les pluies consécutives à une période de sécheresse lessivent les polluants de voirie.

Les résidus de traitement des ordures ménagères comprennent des mâchefers (dans le cas favorable où l'incinération est complète), il existe pourtant des ordures imbrûlées et des résidus de dépoussiérage des fumées (REFIOM). Si ces résidus facilement lixiviables, susceptibles de relarguer de nombreux polluants minéraux (métaux lourds, sels) ou organiques (dioxines), sont parfois entreposés dans des conditions de site étanche, avec collecte et traitement des effluents, certains ont longtemps été disséminés dans des contextes vulnérables. On les emploie encore actuellement comme remblais routiers (Gilli et al., 2004).

I-8-3- Pollution industrielle :

Les polluants d'origine industrielle sont très variés selon le type d'activité : substances organiques banales, produits organiques de synthèse, hydrocarbures, sels minéraux, métaux lourds... Ils peuvent exister sous forme d'effluents liquides, des fuites de stockage ou de canalisation, des résidus solides qui, souvent dans le passé, ont été utilisés comme remblais.

Si les effluents liquides subissent aujourd'hui des traitements spécifiques efficaces, les fuites sont toujours difficiles à détecter et à maîtriser, et l'abandon des sites donne des friches industrielles dont les sols sont pollués et susceptibles de contaminer les nappes qu'ils recouvrent. Ainsi, dans la vallée du Rhône, une nappe couverte par de tels remblais, produit pour un syndicat alimentant 200 000 consommateurs, des eaux polluées par du méthylbenzène et des solvants chlorés (Gilli et al., 2004) .

Les pollutions d'origine industrielle sont exceptionnelles (incident dans un procédé industriel) mais encore trop souvent chroniques (fuite de réservoirs, de canalisations, ...) Un cas particulier est celui des exploitations minières. L'extraction des granulats en plaine alluviale met en contact l'eau de la nappe avec les polluants éventuels.

I-8-4- Pollution agricole :

La pollution est étendue dans l'espace et dans le temps; elle est chronique et concerne de grandes surfaces. En effet, les pratiques actuelles des cultures et de l'élevage influencent fortement le régime et la qualité des eaux. L'utilisation massive des engrais et des produits chimiques de traitement des plantes détruit la vie dans les rivières et rend impropres à la consommation humaine, et parfois animale, les eaux superficielles et souterraines, alors que les professionnels agricoles ont longtemps nié l'impact de leur activité sur la qualité de l'eau et refusé la moindre contrainte (Renard, 2002).

L'agriculture peut produire *une pollution ponctuelle*, comme les fuites de stockage des sous- produits d'élevage : jus de fumiers ou d'ensilage, ou les fuites d'engrais ou de produits phytosanitaires, lors de la préparation des solutions à épandre ou lors du rinçage du matériel. De plus, les engrais et les pesticides épandus constituent une source de *pollution diffuse*, la végétation et le sol constituant un réservoir de polluants facilement mobilisable par l'eau d'infiltration. Cette pollution est mise en circuit lorsque les conditions météorologiques sont défavorables, par exemple lorsqu'une pluie de 30 mm suit l'épandage.

D'autre part, si le stade phénologique de la culture n'est pas consommateur d'azote, le stick accumulé dans le sol sera intact au moment de la pluie. La solution est d'accroître la capacité des fosses des agriculteurs, afin qu'ils puissent stocker leurs effluents hivernaux, et de les former aux bonnes pratique environnementales. Par ailleurs, le sol est un réacteur qui dégrade les molécules initialement utilisées sur les cultures, et certains produits phytosanitaires peuvent s'y transformer (exemple, l'atrazine qui donne de l'acétochlore qui se transforme en acide éthane sulfonique acétochlore et en acide oxalinique acétochlore) (Gilli et al, 2004).

I-8-5- Injection de produits toxiques dans le sous-sol :

Cette méthode est utilisée aux U.S.A. pour se débarrasser de produits indésirables. Les risques de pollution des nappes profondes sont grands. En France, la méthode d'injection n'est utilisée que pour stocker le gaz (Renard, 2002).

I-9- Défenses naturelles contre les pollutions :**I-9-1- Rôle protecteur des sols :**

Le sol constitue un puissant moyen d'épuration et de recyclage des eaux. Les argiles, les hydroxydes et la matière organique adsorbent les cations (Ca, Mg, K, Na, métaux lourds) et certaines molécules organiques. Les molécules à moins de 6 carbones sont entraînées vers la nappe mais les cycles benzéniques sont retenus. Les phosphates et les atrazines sont bien fixés par les particules du sol; ils peuvent être néanmoins entraînés avec ces particules (érosion des sols à nu).

Le contenu microbiologique du sol peut épurer le sol de ses substances indésirables : minéralisation des composés azotés, dénitrification, dégradation des micropolluants organiques (pesticides). Les germes pathogènes introduits dans le sol sont éliminés quand les conditions de survie sont défavorables : UV, compétition avec la microflore indigène du sol.

I-9-2- Auto-épuration biologique des eaux souterraines :

Les organismes vivants et non toxiques (bactéries, petits invertébrés) sont présents dans les eaux souterraines même à grande profondeur. Ils peuvent métaboliser les polluants introduits dans la nappe. Les polluants organiques toxiques comme les polychlorobiphénols (PCB) sont lentement transformés. Les nitrates sont détruits en milieu anaérobie (cas des nappes captives) (Renard, 2002).

La prévention est évidemment la meilleure façon d'empêcher la détérioration de la qualité des eaux souterraines et d'éviter la contamination des ouvrages de captage. Pour ce faire, il importe de répertorier les zones de recharge de la nappe souterraine, les sources potentielles de contamination, et de déterminer la nature des contaminants et leur temps de migration. En fonction des conditions géologiques et hydrogéologiques, des périmètres de protection peuvent être établis et les usages du sol devraient y être restreints notamment aux endroits où les nappes captées sont les plus vulnérables (Beaudet, 1999).

I-10- Conclusion du chapitre :

Les milieux souterrains sont, souvent, anisotropes et hétérogènes. Cependant ces milieux ne sont pas protégés, en totalité, contre la contamination. Malgré que l'autoépuration naturelle, lorsqu'elle est disponible, joue un rôle non négligeable dans la protection des eaux souterraines, une réglementation qui protège l'aquifère de toute activité vulnérable à son bon fonctionnement est indispensable. Un périmètre de protection établi autour de l'ouvrage de captage est le meilleur moyen pour préserver les eaux souterraines contre tout risque de pollution, dans la zone d'alimentation de cet ouvrage de captage. La définition de ce périmètre ainsi que les méthodes qui le calculent sont présentées au chapitre suivant.

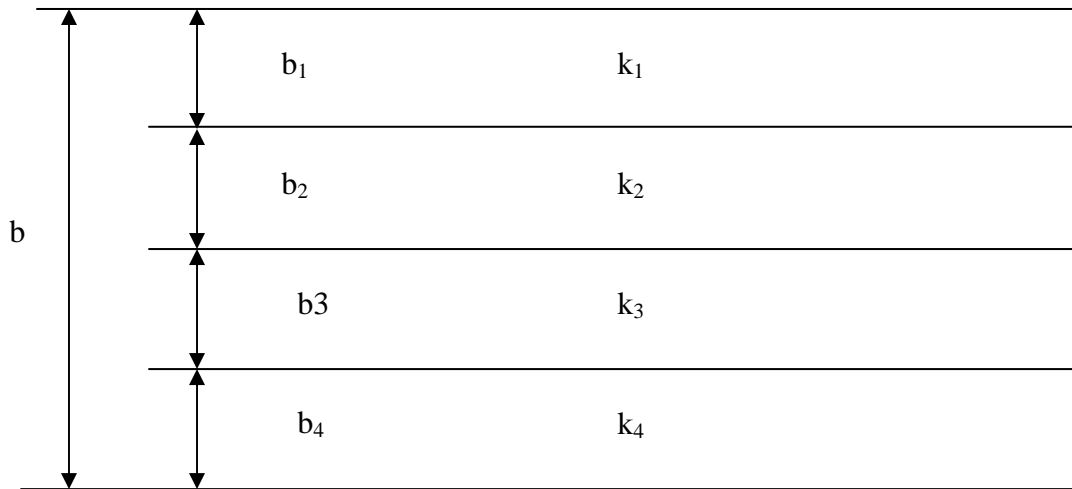


Figure (I-1) : Milieu poreux consisté de quatre couches.

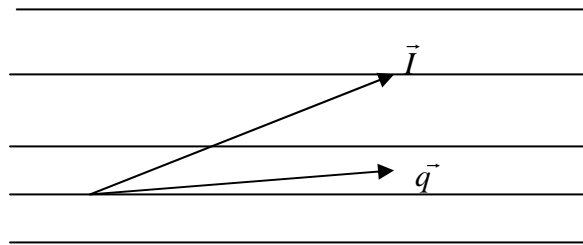


Figure (I-2) : Anisotropie dans un milieu stratifié.

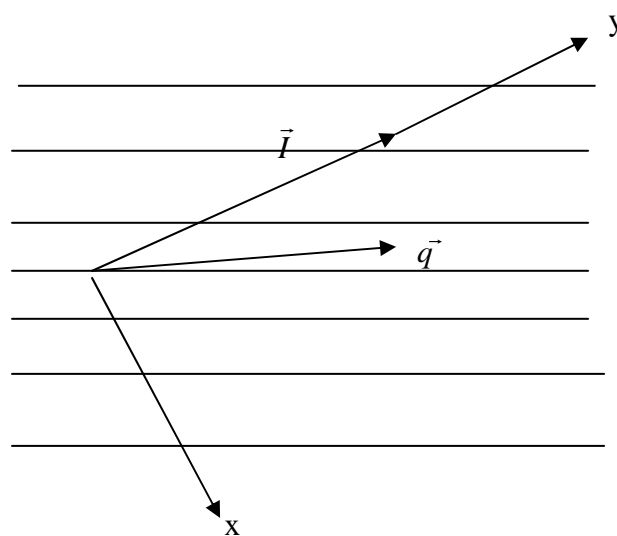


Figure (I-3) : Milieu poreux stratifié avec \bar{I} parallèle à l'axe des y.

CHAPITRE II :
LES PERIMETRES DE PROTECTION

CHAPITRE II

Les périmètres de protection

II-1- Introduction

Par nature, les eaux souterraines qui percolent dans les zones non saturée et saturée du sous-sol sont généralement convenables, et même recommandées, pour l'alimentation humaine. Leur traitement est réduit à la simple désinfection contre la contamination bactérienne au tour du transfert du site de captage au robinet. Mais les aquifères sont devenus souvent exposés au fléau de pollution causée par la prolifération de l'activité agricole, par l'usage fréquent des fertilisants et pesticides, par la vétusté des réseaux d'égouts et par les dépôts et déjections directs ou accidentels (El Mansouri et al., 1999).

II-2- Les trois types de périmètres de protection

Afin d'assurer une meilleure protection aux ouvrages de captage d'eau souterraine, des périmètres de protection doivent être définis et calculés. Ces périmètres sont définis réglementairement autour des points de prélèvement après une étude hydrogéologique. Les périmètres visant à protéger les captages des dégradations sont au nombre de trois :

II-2-1- Le périmètre de protection immédiat : (PPI)

Le périmètre immédiat consiste en une zone clôturée d'un rayon de 30 m autour du puits (Verrault, 2003). Il correspond à la parcelle d'implantation du captage et représente une surface souvent assez limitée. Il comprend l'ouvrage, la zone de captage et quelques mètres carrés supplémentaires en sécurité. Il est acquis en pleine propriété par la collectivité distributrice et clôturé efficacement de manière à en interdire l'accès tant aux personnes qu'aux animaux. Toutes les activités en dehors de celles nécessaires à l'exploitation du captage et à son entretien y sont interdites. Il est construit afin d'empêcher la détérioration des ouvrages, éviter les déversements au sein du captage et interdire toute introduction directe de substances polluantes dans l'eau prélevée.

II-2-2- Le périmètre de protection rapproché : (PPR)

Le périmètre rapproché s'établit en prenant compte du temps de transfert de l'eau souterraine. Les temps utilisés pour établir les distances du périmètre de protection rapproché correspondent aux temps de survie des bactéries et des virus, estimés à 200 et 550 jours respectivement (Verrault, 2003).

Il concerne le bassin d'alimentation du captage. Il est défini en fonction de la géologie, de l'hydrogéologie et de la vulnérabilité du secteur et doit être cohérent avec l'impluvium théorique calculé en fonction du débit de la ressource. C'est un secteur géographique de quelques hectares, dans le domaine privé ou public.

Il doit protéger efficacement le captage vis à vis de la migration souterraine des substances polluantes. Selon la nature du sous-sol, plusieurs périmètres de protection

rapprochés disjoints peuvent être envisagés. Les activités, les installations et les dépôts susceptibles d'entraîner une pollution de nature à rendre l'eau impropre à la consommation humaine sont interdits. Les autres activités doivent faire l'objet de prescriptions et sont soumises à une surveillance particulière. Les limites du périmètre de protection rapproché peuvent être matérialisées et signalées si cela s'avère nécessaire.

II-2-3- Le périmètre de protection éloigné : (PPE)

Le périmètre éloigné correspond à l'aire d'alimentation du puits, c'est à dire cette portion du territoire sur laquelle toute l'eau qui s'infiltre aboutira tôt ou tard au puits (Verrault, 2003).

Il prolonge le périmètre de protection rapproché. Il prévoit des réglementations sur certaines activités et constitue une zone de vigilance pour l'application de la réglementation générale. Dans certains cas de moindre vulnérabilité, il n'est pas institué de périmètre de protection éloigné. Il dépend de la nature des terrains, de la nature et de la quantité des produits liés aux activités proches. Il a pour but de renforcer la protection de la ressource par des recommandations. La figure (II-1) illustre les trois types de périmètre de protection.

II-3- Rôle des périmètres de protection :

Les périmètres de protection jouent un rôle important dans la protection des ouvrages de captage des eaux souterraines. Ainsi, Les périmètres de protection ont pour fonctions principales :

- D'empêcher la détérioration des ouvrages ;
- D'éviter des déversements ou des infiltrations d'éléments polluants à l'intérieur ou à proximité du captage ;
- D'interdire ou de réglementer les activités autres que celles nécessaires à l'exploitation ou à l'entretien du captage et qui auraient des conséquences dommageables sur la qualité de l'eau ou sur le débit ;
- D'imposer la mise en conformité des activités existantes à la date de l'arrêté ;
- De protéger le captage contre les pollutions ponctuelles et accidentelles.

II-4- Critères de sélection d'une méthode de détermination des aires d'alimentation et de protection :

La sélection d'une méthode d'analyse se fait à partir des caractéristiques hydrogéologiques générales du site et des objectifs suivants :

- les phénomènes à étudier ;
- les résultats que l'on veut obtenir;
- le degré d'exactitude recherché.

De plus, pour restreindre le choix des méthodes d'analyse, il faut déterminer si le système à l'étude doit être analysé en régime permanent ou transitoire, en deux dimensions (2D) ou trois dimensions (3D), et s'il s'agit d'un milieu poreux (ou équivalent) ou si un modèle spécifique aux milieux fracturés est nécessaire (Rasmussen et Rouleau, 2003).

II-4-1- Caractéristiques hydrogéologiques générales du site :

Les caractéristiques hydrogéologiques constituent les critères essentiels dans le choix du modèle d'analyse. Il s'agit en particulier (Rasmussen et Rouleau, 2003) :

- de la nature de l'aquifère : captif, semi confiné (présence ou non d'aquitards) ou libre;
- du caractère isotrope ou anisotrope des propriétés hydrogéologiques ainsi que de la nature homogène ou hétérogène du milieu;
- de l'épaisseur (constante ou variable) de l'aquifère et de la topographie de sa base (quasi horizontale ou non);
- du nombre de couches aquifères et de leurs liens hydrauliques potentiels;
- de la nécessité de tenir compte ou pas de la dispersion (possiblement anisotrope) selon la nature du milieu;
- de la présence de limites latérales, de limites d'alimentation (cours d'eau, lac) ou des deux;
- de la nature de la recharge (uniforme ou localisée);
- du type et du nombre d'ouvrages (puits verticaux, drains horizontaux ou source);
- de la nécessité ou non de tenir compte de phénomènes transitoires;
- de la nécessité ou non de modéliser l'aquifère en trois dimensions;

- de la nature du milieu : poreux ou fracturé, et, en conséquence, du type de milieu fracturé.

Ces analyses permettront en particulier de choisir entre un modèle bidimensionnel ou tridimensionnel, transitoire ou permanent, analytique ou numérique.

II-4-2- Phénomènes à étudier

Généralement, les phénomènes pris en compte, pour la détermination des aires d'alimentation et de protection, sont l'advection et la dispersion hydrodynamique. La négligence de cette dernière peut être la cause de la sous estimation des aires de protection. Les phénomènes liés au polluant (filtration, diffusion moléculaire, dégradation, interaction biogéochimique, etc.) peuvent être négligés.

II-4-3- Régime permanent ou régime transitoire :

En général, la détermination des aires d'alimentation et de protection des installations de captage est réalisée en régime permanent, en utilisant des données moyennes (en particulier la recharge annuelle moyenne). Cette hypothèse est plus ou moins justifiée par la durée du temps de transfert choisi pour la détermination des aires de protection. En effet, il semble approprié d'utiliser le régime permanent lorsque le temps de transfert est supérieur à la durée d'un cycle de conditions transitoires (Reilly et Pollock, 1996).

II-4-4- Modélisation en deux ou en trois dimensions :

Un modèle numérique 2D convient dans le cas d'un aquifère unique avec plusieurs puits, où l'écoulement se fait principalement dans le plan horizontal. En particulier, il est préférable à un modèle analytique lorsque les variations des propriétés hydrauliques ou la dispersion horizontale sont importantes (Rasmussen et Rouleau, 2003).

Quant aux modèles 3D, ils sont requis (EPA, 2000; Mandle, 2002) lorsque :

- les conditions hydrogéologiques sont suffisamment bien connues pour en justifier l'usage;
- plusieurs aquifères sont présents;

- la composante verticale de l'écoulement est importante;
- le puits est proche d'une limite hydrogéologique (c'est-à-dire à une distance inférieure

$$\text{à : } \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} b$$

Où b est l'épaisseur moyenne saturée et k_h et k_v les conductivités hydrauliques horizontale et verticale);

- des hétérogénéités tridimensionnelles d'une taille de l'ordre de la largeur de l'aire d'alimentation se trouvent dans le milieu;
- le milieu est anisotrope;
- les puits modélisés sont partiellement pénétrants (Molson *et al.*, 1994).

II-5- Méthodes de calcul des périmètres de protection :

II-5-1- Méthode cartographique :

La cartographie hydrogéologique est une méthode d'analyse qui inclut un certain nombre des facteurs à l'origine de la forme des aires d'alimentation et de protection. Ce type de cartographie, s'il est pris au sens large, peut en effet inclure un ensemble de caractéristiques qui régissent ou résultent de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des aquifères. Ainsi, la cartographie hydrogéologique d'un secteur peut inclure *la piézométrie, la recharge par infiltration verticale, la vulnérabilité, les secteurs à fort potentiel de contamination et l'aire d'alimentation d'un ouvrage de captage*. Même si la cartographie hydrogéologique est en elle-même une méthode d'analyse, elle peut être couplée à d'autres méthodes d'analyse et fournir ainsi les connaissances nécessaires à la création d'un modèle conceptuel plus complet servant à l'élaboration de simulations numériques. Par ailleurs, la cartographie piézométrique peut à elle seule constituer une méthode d'analyse efficace dans l'estimation de l'aire d'alimentation d'un ouvrage de captage (Rasmussen et Rouleau, 2003).

II-5-1-1- Cartographie piézométrique

Cette méthode se base sur la piézométrie de la nappe. Les aires d'alimentation d'un captage sont déterminées après définition de la direction d'écoulement déduite par

traçage des équipotentiels. Cette méthode est basée sur le principe selon lequel l'écoulement souterrain s'effectue perpendiculairement aux lignes équipotentiels. Ce procédé peut être plus facile en disposant de piézomètres en suffisance sur le site. Le champ interpolé des équipotentiels aide à tracer les principales lignes de partages des eaux dans l'aquifères.

Il est recommandé d'étudier les écoulements en situations de basses eaux et de hautes eaux pour visualiser l'ampleur des fluctuations. Par la suite, on se basera sur une situation moyenne en prenant la piézométrie d'une date intermédiaire entre les deux situations extrêmes (OFEFP, 2003).

Afin d'estimer l'aire d'alimentation à l'aide de cette méthode, il suffit d'effectuer le traçage inverse de celui qu'aurait une particule d'eau dans l'aquifère. Les particules qui sont aux extrémités latérales de l'aire d'alimentation indiquent les limites de celle-ci. De façon générale, ces particules doivent être introduites en aval de l'ouvrage de captage. Cependant, le traçage inverse de particule effectué à partir de la cartographie piézométrique ne tient compte que de la géométrie des lignes équipotentiels et néglige les variations de vitesse de l'écoulement souterrain dans l'aquifère (Rasmussen et Rouleau, 2003).

Afin d'obtenir les lignes équipotentiels, il faut procéder à l'interpolation des valeurs de charge hydraulique disponibles. L'emplacement des points d'observation, le nombre de points et la méthode d'interpolation ont une incidence majeure sur la justesse de l'estimation de l'aire d'alimentation (Verreault, 2003).

Plusieurs méthodes d'interpolation permettent d'obtenir des lignes équipotentiels. Parmi celles-ci, mentionnons la triangulation, le krigeage, les voisins naturels et l'interpolation rectangulaire (Northwood Technologies, 2000).

La figure II-3 illustre le fonctionnement de la cartographie piézométrique.

Cette méthode est adaptée à une conductivité hydraulique isotrope, car les lignes d'écoulement sont faciles à tracer, du fait qu'elles sont parallèles au gradient hydraulique.

Dans le cas contraire où la conductivité hydraulique anisotrope, l'utilisation de cette méthode devient plus difficile.

Cependant, dans un grand nombre de cas, la conductivité hydraulique prend une valeur différente selon la direction. Cette anisotropie peut provenir, dans un aquifère meuble, d'un empilement directionnel des matériaux selon le sens des courants qui régnaient lors de la sédimentation ou, dans les aquifères rocheux, de la présence d'un réseau de fissures orientées selon une direction préférentielle (OFEFP, 2003).

II-5-2- Méthode du rayon fixe ou calculé :

La méthode du rayon fixe consiste à établir un périmètre de protection circulaire de rayon arbitraire autour d'un puits de pompage. Le rayon calculé est un cercle dont la surface correspond à la recharge permettant d'alimenter un puits de pompage. Ces méthodes ne sont aucunement basées sur les propriétés hydrogéologiques du milieu (Verrault, 2003).

II-5-3- Méthodes analytiques :

II-5-3-1- Méthode de Bear et Jacobs (1965) :

i- Hypothèses :

Cette méthode s'applique pour les hypothèses suivantes :

- Un aquifère isotrope et homogène, qui peut être assimilé à un milieu poreux infini (c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'influence de conditions aux limites sur le pompage) ;
- Le puits est vertical, unique et totalement pénétrant, et il pompe sur toute l'épaisseur saturée de l'aquifère ;
- Le régime permanent est supposé atteint ;
- la recharge n'est pas considérée dans les calculs ;
- Le seul phénomène pris en compte est l'advection ;
- Le problème étudié est supposé bidimensionnel.

ii- Fondement mathématique

La méthode basée sur les relations analytiques proposées par Bear et Jacobs (1965) et reprises par Todd (1980) consiste à évaluer, dans un aquifère confiné, les dimensions d'une section normale à l'écoulement de l'eau souterraine et satisfaisant la loi de Darcy (1856) :

$$\mathbf{Q} = \mathbf{k} \mathbf{i} \mathbf{A} \dots\dots\dots (\text{II-1})$$

Où: $A = L \times b$ [L^2]

Q : débit d'eau souterraine traversant une section A [L^3T^{-1}]

k : conductivité hydraulique [LT^{-1}]

i : gradient hydraulique naturel horizontal []

A : section normale à la direction de l'écoulement souterrain [L^2]

L : largeur de la section A [L]

b : épaisseur saturée de l'aquifère [L]

En effet, pour déterminer l'*aire d'alimentation* d'un puit donné, cette méthode exige la détermination de trois paramètres essentiels :

- A' : distance entre la limite aval de la zone d'appel et l'ouvrage de captage [L];
- L' : largeur maximale de l'aire d'alimentation [L];
- B : largeur de la limite d'alimentation au droit du puits [L];

Ces trois paramètres sont exprimés par Bear et Jacobs (1965), pour une nappe captive ainsi :

$$A' = \frac{Q}{2\pi kbi} \dots\dots\dots (\text{II-2})$$

$$L' = \frac{Q}{kbi} \dots\dots\dots (\text{II-3})$$

$$B = \frac{L}{2} \dots\dots\dots (\text{II-4})$$

Cependant, pour déterminer *le périmètre de protection rapproché*, il est nécessaire de calculer un autre paramètre qui est : d , la distance entre le puits et les isochrones selon l'axe des abscisses.

La valeur de la distance d doit être calculée par tâtonnements afin de correspondre à l'isochrone, au temps t considéré selon l'équation :

$$t = \frac{n_e d}{ki} - \frac{Qn_e}{2\pi(ki)^2 b} \ln\left(1 + d \frac{2\pi kbi}{Q}\right) \dots\dots\dots (II-5)$$

Où:

n_e : porosité efficace []

d : distance recherchée en amont du puits [L]

t : temps de transfert [T]

Le périmètre de protection au temps t est alors déterminé par l'arc de cercle de rayon du centré au puits, jusqu'à son intersection avec l'aire d'alimentation. Cette simplification se justifie car elle est conservatrice, l'isochrone réelle se situant à l'intérieur de cet arc de cercle (Rasmussen et Rouleau, 2003).

Cette relation mathématique considère uniquement l'écoulement horizontal; elle néglige par exemple, le temps nécessaire à l'infiltration verticale. À cause de cette simplification, cette relation surestime nécessairement les dimensions du périmètre de protection rapprochée. Dans des aquifères captifs, les bactéries et les virus qui doivent d'abord traverser l'aquitard, pourraient devenir inoffensifs avant même d'atteindre l'aquifère (Verrault, 2003).

II-4-3-2- Méthode de Grubb 1993 :

Une variante de la méthode de Bear et Jacobs (1965), proposée par Grubb (1993), s'applique à un aquifère à nappe libre en utilisant les hypothèses de Dupuit (1863); cette variante est basée essentiellement sur les mêmes principes que celle de Bear et Jacobs (1965) et elle néglige aussi l'infiltration verticale.

L'estimation, selon la méthode développée par Grubb (1993), des paramètres A , B et L , définis précédemment, s'effectue à l'aide des relations mathématiques suivantes :

$$A' = \frac{Q\partial l}{\pi k(h_1^2 - h_2^2)} \dots\dots\dots (II-6)$$

$$L' = \frac{2Q\partial l}{k(h_1^2 - h_2^2)} \dots\dots\dots (II-7)$$

$$B = \frac{L}{2} \dots\dots\dots (II-8)$$

Où :

∂l : Distance entre 2 points de mesure de charge hydraulique [L].

h_1 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au premier point de mesure [L].

h_2 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au deuxième point de mesure [L].

Ainsi, le temps de transfert est donné par l'équation suivante :

$$t = \frac{n_e \Delta l}{k(h_1 - h_2)} d - \frac{Q n_e \Delta l^2}{\pi(h_1 + h_2)(k(h_1 - h_2))^2} \ln\left(1 + d \frac{\pi k(h_1^2 - h_2^2)}{Q \Delta l}\right) \dots\dots\dots (II-9)$$

Où :

n_e est la porosité efficace.

d : distance recherchée en amont du puits [L]

t : temps de transfert [T]

Δl : Distance entre 2 points de mesure de charge hydraulique [L].

h_1 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au premier point de mesure [L].

h_2 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au deuxième point de mesure [L].

II-5-3-3- Méthode de Simpson et al. (2003) :

Simpson et ses collègues ont proposé une expression analytique du temps de transfert de l'eau souterraine vers un puits de pompage dans un aquifère à nappe libre. Leur méthode utilise le modèle de Dupuit-Forchheimer (connu par le modèle de Dupuit)

pour décrire l'écoulement, dans un aquifère à nappe libre, vers un puits de pompage en régime permanent, dans un système de coordonnées radiales.

i – Hypothèses :

La méthode de Simpson et al. (2003) considère :

- Un écoulement souterrain en régime permanent dans un aquifère à nappe libre ;
- l'écoulement est dirigé vers un puits de pompage unique ;
- l'aquifère est limité, en dessous, par un substratum ;
- la condition à la limite amont de l'aquifère est exprimée par une charge constante h_R [L] au rayon d'influence R [L];
- la condition à la limite aval de l'aquifère est exprimée par une charge constante où la surface libre de la nappe a été abaissée pour correspondre à la charge hydraulique de h_w [L] au rayon du puits r_w [L] ;
- l'aquifère est homogène et isotrope.

ii – Fondement mathématique :

Le travail original de Dupuit (1863) propose que le débit total d'extraction d'un puits de pompage peut être lié au rabattement de la surface libre de la nappe au puits :

$$Q = \pi k \frac{h_R^2 - h_w^2}{\ln(R / r_w)} \dots\dots\dots (II-10)$$

Où : Q : est le débit total d'extraction [L^3T^{-1}] ;

h_w : est la charge hydraulique au puits [L] ;

h_R : est la charge hydraulique au rayon d'influence [L] ;

r_w : est le rayon du puits ;

R : est le rayon d'influence.

Pour décrire la distribution de la surface libre de la nappe autour du puits de pompage, la loi de Darcy (1856) (équation II-1) est introduite dans l'équation (II-10), et l'expression est intégrée pour produire la distribution de la charge du fluide comme une fonction de la distance radiale depuis le centre du puits de pompage (Bear 1979) :

$$h(r) = \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\text{Ln}(R/r_w)} \times \text{Ln}(r/r_w)} \dots\dots\dots \text{(II-11)}$$

Car le problème est de déterminer le temps de transfert du fluide, la vitesse du fluide dans l'aquifère doit être déterminée ; et ceci est réalisé en utilisant la loi de Darcy :

$$v(r) = -\frac{k}{n} \frac{dh(r)}{dr} \dots\dots\dots \text{(II-12)}$$

- Où : $v(r)$ est la vitesse du fluide [LT⁻¹] ;
- k est la conductivité hydraulique du milieu poreux [LT⁻¹] ;
- n est la porosité du milieu poreux [] ;
- dh/dr est le gradient hydraulique [].

De même :

$$\frac{dr}{dt} = v(r) \dots\dots\dots \text{(II-13)}$$

En égalisant les équations (II-12) et (II-13) et en remplaçant l'expression de $h(r)$ de l'équation (II-11), le temps de transfert peut être exprimée par l'intégrale suivante :

$$t = -\frac{2n\text{Ln}(R/r_w)}{k(h_R^2 - h_w^2)} \int_{r_1}^{r_2} r \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\text{Ln}(R/r_w)} \times \text{Ln}(r/r_w)} dr \dots\dots\dots \text{(II-14)}$$

- Où : r_1 est la position initial de la particule du fluide à $t_1=0$, [L] ;
- r_2 est la position de la particule du fluide au temps t [T], [L].

En intégrant, deux fois par partie, l'intégrale de l'équation (II-14), et en appliquant la définition de la fonction d'erreur imaginaire Erfi(x), Simpson et al. (2003) expriment le temps de transfert t par l'équation suivante :

$$t = -\frac{2nLn(R/r_w)}{k(h_R^2 - h_w^2)} \left[\frac{r^2}{2} \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)Ln(r/r_w)}{Ln(R/r_w)}} - \frac{r_w^2}{4} \sqrt{\frac{\pi(h_R^2 - h_w^2)}{2Ln(R/r_w)}} \exp\left(-\frac{2h_w^2 Ln(R/r_w)}{(h_R^2 - h_w^2)}\right) \times \text{Erfi}\left(\sqrt{\frac{2Ln(R/r_w)}{(h_R^2 - h_w^2)}} \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{Ln(R/r_w)} Ln(r/r_w)}\right) \right]_{r_1}^{r_2} \dots\dots\dots \text{(II-15)}$$

Où : Erfi (x) est la fonction d’erreur imaginaire de x, définie par (Wolfram 1996) :

$$\text{Erfi}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int \exp(u^2) du \dots\dots\dots \text{(II-16)}$$

II-5-3-4- Méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) :

Chapuis et Chesnaux ont proposé trois formes de solution donnant le temps de transfert vers un puits de pompage dans un aquifère à nappe libre, idéal, en régime permanent. Ces trois formes de solution sont : une forme fermée « closed form », une intégrale qui est à calculer avec une feuille de programmation « worksheet », et une solution simplifiée.

i – Hypothèses :

Chapuis et Chesnaux calculent le temps de transfert pour un écoulement souterrain qui s’effectue :

- vers un puits totalement pénétrant ;
- dans un aquifère à nappe libre ;
- l’aquifère est supposé idéal, c'est-à-dire, homogène et isotrope ;
- le régime de l’écoulement est le régime permanent ;
- l’aquifère n’est pas alimenté par une infiltration;
- le problème est défini en utilisant les coordonnées radiales (r,θ) pour un plan horizontal et un axe verticale z (élévation) centré dans le puits ;
- du à la symétrie radiale, la charge hydraulique h ne dépend pas de l’angle θ mais dépend seulement de r.

ii- Fondement mathématique :

En considérant les hypothèses précédentes, la formulation de Dupuit (1857, 1863) peut être appliquée :

$$Q_w = \pi k \frac{b_1^2 - b_2^2}{Ln(r_1 / r_2)} \dots\dots\dots (II-17)$$

Où : Q_w est le débit constant de pompage ;
 k est la conductivité hydraulique isotrope à la saturation;
 b_1 et b_2 sont les épaisseurs saturées aux distances radiales r_1 et r_2 , respectivement.

Dupuit a supposé que la charge hydraulique h ne dépend pas de l'élévation z pour $0 \leq z \leq b$, où b est l'épaisseur saturée à n'importe quelle valeur r ; ainsi, $h(r, \theta, z) = h(r)$ et les équipotentielles sont supposées verticales. Quand le fond horizontal de l'aquifère à nappe libre est à l'élévation zéro, $b(r)$ représente l'épaisseur saturée à r , la charge hydraulique à r , $h(r)$, et aussi l'élévation de la surface libre. En considérant l'épaisseur saturée $h_w = b_w$ au puits de pompage du rayon r_w , l'équation (II-17) peut être réécrite pour donner $h(r) = b(r)$ comme suit :

$$b(r) = \sqrt{b_w^2 + \frac{Q_w}{\pi k} Ln\left(\frac{r}{r_w}\right)} = b_w \sqrt{1 + \frac{Q_w}{\pi k b_w^2} Ln\left(\frac{r}{r_w}\right)} \dots\dots\dots (II-18)$$

Le rayon d'influence, R , est ainsi donné par l'expression suivante, en appliquant l'équation (II-17) entre le rayon du puits de pompage, r_w , et le rayon d'influence, R , où $h = h_R = b_R$:

$$R = r_w \exp(\pi k (b_R^2 - b_w^2) / Q_w) \dots\dots\dots (II-19)$$

II-5-3-4-a- Solution de la forme fermée « closed form » :

Cette solution procède par la définition mathématique de la vitesse donnée par l'équation (II-13) :

$$\frac{dr}{dt} = v(r)$$

Cette vitesse peut être écrite égale à la vitesse moyenne de l'eau physiquement définie en utilisant la loi de Darcy :

$$v(r) = V_{water} = \frac{v_{Darcy}}{n_e} = -\frac{k}{n_e} \frac{dh}{dr} = -\frac{Q_w}{2\pi b n_e} \dots\dots\dots (II-20)$$

Où : n_e est la porosité effective du sol.

En égalisant les équations (II-13) et (II-20) et en séparant les variables r et t , on obtient l'équation différentielle du mouvement qui doit être intégrée entre r_i à $t=0$ et $r < r_i$ à $t > 0$:

$$dt = -\frac{2\pi n_e}{Q_w} r b(r) dr \dots\dots\dots (II-21)$$

En remplaçant l'expression de $b(r)$ de l'équation (II-18) :

$$\int_0^t dt = t(r) = -\frac{2\pi n_e}{Q_w} \int_{r_i}^r \rho \sqrt{b_w^2 + \frac{Q_w}{\pi K} \text{Ln}\left(\frac{\rho}{r_w}\right)} d\rho = n_e \sqrt{\frac{2\pi}{k Q_w}} \int_{r_i}^r \rho \sqrt{\text{Ln}\left(\frac{C \rho^2}{r_w^2}\right)} d\rho \dots\dots (II-22)$$

Où : ρ est la variable muette d'intégration et C est un paramètre adimensionnel défini par :

$$\text{Ln}(C) = \frac{2\pi k b_w^2}{Q_w} \dots\dots\dots (II-23)$$

Après intégration par partie, l'intégrale (II-22) devient :

$$t(r) = \frac{ne}{2} \sqrt{\frac{2\pi}{k Q_w}} \left[r_i^2 g(r_i) - r^2 g(r) + \frac{r_w^2 \sqrt{\pi}}{2C} [\text{erfi}(g(r_i)) - \text{erfi}(g(r))] \right] \dots\dots\dots (II-24)$$

Où : Erfi est la fonction d'erreur imaginaire définie par l'équation (II-16).

et $g(r)$ est défini comme suit :

$$g(r) = \sqrt{\text{Ln}\left(C \frac{r^2}{r_w^2}\right)} \dots\dots\dots (II-25)$$

II-5-3-4-b- Intégration numérique :

Quand l'eau voyage de r_i à $t_i=0$ vers r à t , le puits pompe un volume $Q_w(t-t_i)$, qui est le volume d'eau V voyageant dans l'aquifère entre les deux cylindres de rayons r_i et r . Ce volume V est :

$$V = Q_w(t - t_i) = Q_w t = 2\pi n_e \int_r^{r_i} \rho b(\rho) d\rho = 2\pi n_e \int_r^{r_i} \rho \sqrt{b_w^2 + \frac{Q_w}{\pi k} \text{Ln}\left(\frac{\rho}{r_w}\right)} d\rho \quad \text{(II-26)}$$

Qui est identique à l'équation (II-22). Tous les termes dans l'équation (II-26) peuvent être, facilement, obtenus en utilisant une intégration numérique, par exemple les sommes de Riemann et un tableur.

II-5-3-4-c- Equation simplifiée :

Chapuis et Chesnaux proposent une méthode très simplifiée du calcul du temps de transfert. Ils considèrent que tant que la fonction $b(r)$ est continue entre r_i et r , et intégrable au sens de Riemann, il existe une épaisseur saturée moyenne b_{moy} , tel que :

$$V = Q_w t = 2\pi n_e \int_r^{r_i} \rho b(\rho) d\rho = 2\pi n_e b_{moy} \int_r^{r_i} \rho d\rho = \pi n_e b_{moy} (r_i^2 - r^2) \quad \dots\dots\dots \text{(II-27)}$$

Chapuis et Chesnaux supposent que puisque il est recommandé de faire fonctionner le puits de pompage avec un ratio $b_w/b_R \geq 0.5$, et en considérant les caractéristiques de la fonction $b(r)$, b_{moy} doit être très proche de b_i , la plus grande épaisseur saturée au point de démarrage.

Pour des évaluations rapides, Chapuis et Chesnaux proposent d'estimer b_{moy} égale à 95% de b_i (la plus grande valeur à la distance la plus éloignée r_i) plus 5% de b (la plus petite valeur à la plus petite distance r), ainsi :

$$t \approx \frac{\pi n_e}{Q_w} (0.95b_i + 0.05b)(r_i^2 - r^2) \quad \dots\dots\dots \text{(II-28)}$$

II-5-3-5- En cas d'existence d'une recharge :

En fait, les formules citées ci-dessus ne prennent pas en considération l'effet d'une recharge verticale. Mais, il existe d'autres méthodes qui ont fait intervenir la recharge de la nappe.

II-5-3-5-1- Méthode de Chesnaux et al. (2005) :

Chesnaux et al. (2005) ont développé une solution analytique pour le problème du temps de transfert dans un aquifère horizontal à nappe libre et avec une recharge constante qui alimente la nappe.

i-hypothèses de la méthode de Chesnaux et al. (2005) :

Ils considèrent :

- une section verticale à travers un système d'écoulement saturé ;
- dans un aquifère à nappe libre limité, à sa base, par un bloc imperméable ;
- où le sol est considéré homogène ;
- l'écoulement est supposé en régime permanent ;
- l'aquifère est limité, de chaque côté, par deux charge hydraulique constantes ;
- l'écoulement est supposé horizontal et unidimensionnel selon l'approximation de Dupuit, qui ignore l'écoulement non saturé et essentiellement une approche unidimensionnelle pour résoudre les problèmes planes horizontaux à 2-D dans un aquifère à nappe libre (Bear 1972 ; Todd 1980 ; Strack 1989) ;
- un taux d'infiltration moyen annuel uniforme, $W[LT^{-1}]$, est appliqué sur la limite supérieure entière de l'aquifère, qui génère un écoulement régional ;
- le temps de transfert dans la zone non saturée ne va être pris en considération dans les équations ;
- le temps initial ($t_i=0$) est défini quand l'eau infiltrée atteint la surface libre de la nappe.

ii-fondement mathématique de la méthode de Chesnaux et al. (2005) :

L'écoulement peut être décrit par l'équation de Forchheimer (1901) :

$$\frac{k}{2} \frac{\partial(h^2)}{\partial x^2} + W = 0 \dots\dots\dots (II-29)$$

Où : k est la conductivité hydraulique de l'aquifère [LT⁻¹].

La solution générale de l'équation (II-29) est donnée par Bear (1972) :

$$h(x) = \sqrt{-\frac{W}{K} x^2 + \left(\frac{h_L^2 - h_0^2}{L} + \frac{WL}{k}\right)x + h_0^2} \dots\dots\dots (II-30)$$

Où : L est la longueur de l'aquifère [L] ;

h₀ et h_L sont les charge hydrauliques en amont (x=0) et en aval (x=L), respectivement (il est supposé que h₀>h_L).

Dans ce problème, deux cas de figures peuvent être considérés :

- Cas 1 : qui s'applique pour un système d'écoulement contenant un partage d'écoulement entre deux charges hydrauliques qui limitent l'aquifère ;
- Cas 2 : qui s'applique pour un autre système équivalent sans partage d'écoulement interne où l'écoulement est unidirectionnel entre la charge hydraulique en amont et la charge hydraulique en aval. Dans le cas 2, le partage d'écoulement est imaginaire et se situe en amont de la plus grande charge hydraulique imposée à x=0, c'est-à-dire r=R.

La surface libre h(x) dans les deux cas est représentée par une semiellipse avec une charge maximum h_{max} à x_{DW}. Où x_{DW} est la position du partage d'écoulement. Le gradient dh/dx=0 à h_{max}. Dans le cas 2, x_{DW}<0. L'équation (II-30) est utilisée pour déterminer l'expression de x_{DW} (Bear, 1972) :

$$x_{DW} = \frac{L}{2} + \frac{K}{2WL} (h_L^2 - h_0^2) \dots\dots\dots (II-31)$$

Pour calculer le temps nécessaire pour une particule pour voyager de la surface libre de la nappe à la position x_i vers une position arbitraire x , avec $h_{x_i} > h_x$, Chesnaux et al. ont effectué une transformation pour chacun des deux systèmes en un seul système d'écoulement limité par une charge hydraulique au puits en amont et une charge hydraulique en aval.

Pour transformer le cas 1, le système régional est séparé en deux sous domaines de chaque coté du partage d'écoulement. L'origine du système est à $x=0$, où $h=h_0$. La longueur du sous domaine, qui se trouve à gauche de la ligne du partage, est égale à x_{DW} . Tandis que la longueur de la partie droite du système est égale à $L-x_{DW}$.

Pour transformer le cas 2, Chesnaux et al. placent la ligne du partage imaginaire à l'origine du système transformé. Dans les coordonnées du système original qui étaient $x=0$ et $x=L$, sont transformées en $x=|x_{DW}|$ et $x=L+|x_{DW}|=L'$. Où L' est la longueur totale du système transformé.

En appliquant la loi de Darcy (équation II-1), et en utilisant le principe de continuité :

$$dQ_x = Wdx \dots\dots\dots (II-32)$$

La charge hydraulique en fonction de x est donnée par l'équation d'ellipse de Dupuit-Forchheimer (Dupuit, 1863) :

$$h(x) = \sqrt{\frac{W}{K}(L'^2 - x^2) + h_L^2} \dots\dots\dots (II-33)$$

Ainsi, en utilisant les équations (II-13), (II-32) et (II-33), Chesnaux et al. (2005), développent une expression analytique du temps de transfert donnée par l'équation (II-34).

$$t(x) = n_e \sqrt{\frac{\alpha}{kW}} \left[x \sqrt{\frac{1}{x^2} - \frac{1}{\alpha}} - x_i \sqrt{\frac{1}{x_i^2} - \frac{1}{\alpha}} + Ln \left(\frac{\frac{\sqrt{\alpha}}{x_i} + \sqrt{\frac{\alpha}{x_i^2} - 1}}{\frac{\sqrt{\alpha}}{x} + \sqrt{\frac{\alpha}{x^2} - 1}} \right) \right] \dots\dots\dots (II-34)$$

Où : $\alpha = L^2 + k h_L^2 / W$

x_i est la position initiale de la particule d'eau sur la surface libre de la nappe.

x est la position de la particule après un temps de parcours $t=t(x)$, tel que $h_{x_i} > h_x$.

II-5-3-6- Conclusion

Les méthodes de Bear et Jacobs (1965) et Grubb (1993), Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005) ont pour avantage d'être simple et de ne nécessiter qu'un minimum de données. Cependant, elles simplifient à l'extrême le système modélisé, en négligeant l'anisotropie et l'hétérogénéité. Et, en conséquence, les conditions de leur application ne peuvent exister dans le milieu naturel. Elles doivent donc être employées avec *discernement*. Le bien-fondé de chacune des hypothèses des méthodes doit être discuté et les résultats doivent être soumis à une critique.

II-5-4 Méthodes utilisant un temps de transfert fixe :

Différentes méthodes consistent à calculer la distance correspondant à un temps de transfert, que l'on se propose comme limite de périmètre de protection rapprochée. Ce temps est pris, dans la plupart des pays, égal à 50 jours : c'est le temps minimal nécessaire à l'élimination d'une pollution bactériologique et permettant un délai d'intervention en cas de pollution chimique. Parmi ces méthodes, citons (Lallemand-Barrès et Roux, 1989):

II-5-4-1- Méthode de Hofmann et Lillich (1973) :

C'est une méthode simple, qui nécessite peu de données : porosité efficace, perméabilité, caractéristiques du puits, et un pompage d'essai. Elle ne s'applique que si le milieu est homogène et si le rabattement est faible par rapport à l'épaisseur de l'aquifère.

Cette méthode itérative initialement développée par Lillich et Luttig (1972) a été reprise par Hofmann et Lillich (1973).

Le rabattement au voisinage du puits est donné par la formule de Todd (1964) :

$$h - h_w = (h_0 - h_w) \frac{\ln(l/r)}{\ln(R/r)} \dots\dots\dots (II-35)$$

- Où :
- h : est la hauteur du niveau piézométrique, rabattu par rapport à un niveau de référence, en un point donné [L] ;
 - l : distance de ce point par rapport au puits [L]
 - h_w : hauteur de niveau de l'eau par rapport à un niveau de référence [L] ;
 - h_0 : hauteur du niveau piézométrique au repos par rapport au niveau de référence [L] ;
 - R : rayon d'influence [L]
 - r : rayon du puits.

La formule précédente n'est valable que pour les aquifères captifs.

Pour **la nappe libre** :

La formule de Dupuit (1863) est appliquée (Equation (II-10)).

Pour calculer la longueur des périmètres de protection, Hofmann et Lillich (1973) prennent un temps de transfert $t=50$ jours. Pour calculer la distance correspondant un ce temps de transfert, ils procèdent comme suit :

Le gradient $i = (h - h_w)/l$

A partir de l'équation de Darcy, la vitesse effective ou vitesse convective est donnée par :

$$U = \frac{ki}{n_e} \dots\dots\dots (II-36)$$

- Où :
- k : Conductivité hydraulique;
 - n_e : la porosité efficace.

Donc, la distance correspondant à un temps de transfert convectif, de 50 jours est :

$$L = U * t = U * 50 * 3600 * 24 \dots\dots\dots (II-37)$$

Il faut donc optimiser pour trouver la distance l pour laquelle le gradient i ait une valeur telle que si l'on calcule la vitesse U et la distance L correspondante, on trouve les mêmes valeurs pour L et l .

On choisit une valeur l_1 , distance à partir du puits. On calcule en ce point la valeur du gradient i_1 :

$$i_1 = \frac{h - h_w}{l_1} \dots\dots\dots (II-38)$$

$$U = \frac{ki_1}{n_e} \dots\dots\dots (II-39)$$

et la valeur $L_1 = U \cdot 50 \cdot 3600 \cdot 24$ correspond à un temps de transfert de 50 jours.

Si la valeur L_1 calculée est plus grande que la valeur l_1 , On prend une valeur l_2 , comprise entre l_1 et L_1 et on fait les mêmes calculs pour trouver la valeur L_2 . Par itérations successives, on aboutit à une valeur l_x qui coïncide avec la valeur L_x correspondant à un temps de transfert de 50 jours.

La méthode de Hofmann et Lillich (1973) présente l'avantage d'être simple, et de nécessiter que peu de données. Néanmoins, elle n'est appliquée que si le milieu est homogène, ce qui est loin de la réalité. En plus, elle exige que le rabattement soit faible par rapport à l'épaisseur de l'aquifère.

II-5-4-2- Méthode de Wyssling (1979)

Cette méthode consiste à calculer dans un premier temps, la zone d'appel du captage, puis à chercher la distance correspondant au temps de transfert souhaité, dans la direction d'écoulement. Cette méthode demande un pompage d'essai et certaines données : porosité efficace, perméabilité, épaisseur de l'aquifère, gradient. Une méthode du même type est utilisée aux Etats-Unis par l'Environmental Protection Agency (EPA) : elle consiste à déterminer la limite de la zone d'appel puis une limite en amont du captage correspondant à un temps de transfert que l'on se donne (EPA, 1987). Ces méthodes sont simples mais elles ne tiennent pas compte des hétérogénéités de l'aquifère (Lallemand-Barrès et Roux, 1989).

Comme il est expliqué, la zone d'appel doit être calculée en une étape première. Dans une nappe libre, si B est la largeur du front d'appel, on a :

$$Q = kB b i \dots\dots\dots (II-40)$$

D'où :

$$B = \frac{Q}{kbi} \dots\dots\dots (II-41)$$

Le rayon d'appel :

$$x_0 = \frac{Q}{2\pi kbi} \dots\dots\dots (II-42)$$

La largeur du front d'appel à hauteur du captage est :

$$B' = \frac{B}{2} = \frac{Q}{2kbi} \dots\dots\dots (II-43)$$

D'autre part la vitesse effective est donnée par l'équation (II-36).

- Où : b : l'épaisseur de l'aquifère [L] ;
 k : Conductivité hydraulique [L T⁻¹] ;
 i = gradient hydraulique [] ;
 n_e = porosité efficace [] ;
 Q = Débit de pompage du puits [L³ T⁻¹].

Après la détermination de la zone d'appel, on cherche sur la direction d'écoulement la distance correspondant à un temps de transfert souhaité, par exemple 50 jours, c'est-à-dire l'isochrone 50 jours. Cette distance est calculée par les formules suivantes :

$$\text{So ou } Su = \frac{\pm l + \sqrt{l(l + 8x_0)}}{2} \dots\dots\dots (II-44)$$

Où : So : distance en amont du captage depuis le puits jusqu'à la distance correspondant au temps t souhaité [L].

Su : distance en aval du captage, sur l'axe d'écoulement depuis le puits jusqu'à la distance correspondant au temps t souhaité [L].

$$l = U \cdot t.$$

Cette formule donne une valeur approchée de So et Su . Cette méthode est simple à utiliser. Elle demande un pompage d'essai et les données exposées précédemment. Elle suppose un milieu homogène.

Remarque :

Les méthodes de Hofmann et Lillich (1973) et de Wyssling (1979) font le choix d'un temps de transfert fixe qui est de 50 jours. Ce temps ne peut pas être généralisé à tous les contaminants qui peuvent s'infiltrer dans les aquifères. Par conséquent, les méthodes détaillées précédemment ne sont utilisées que pour des cas limités.

II-5-4-3- Méthode de l'EPA (1987)

L'EPA (Environment Protection Agency, 1987) a développé une méthode très voisine de la méthode de Wyssling (1979). De la même manière, il faut calculer tout d'abord le rayon d'action du captage, c'est-à-dire la distance du puits au point de stagnation qui définit la limite de la zone d'appel à l'aval du puits, et la largeur du front d'appel.

Ensuite, il faut calculer à partir d'un temps de transfert, ou d'une limite d'écoulement, une limite amont du captage. On résout par ajustement les formules :

$$t = \frac{n_e}{U} \left[\pm(x-r) + x_0 \ln \frac{(x_0 \pm r)}{(x_0 \pm x)} \right] \dots \dots \dots (II-45)$$

Où :

$$x_0 = \frac{Q}{2\pi kbi} \dots \dots \dots (II-46)$$

Où : U= vitesse effective [LT⁻¹];

t=temps de transfert d'un point P_x au puits de pompage [T] ;

n_e= porosité efficace [] ;

k= Conductivité hydraulique [LT⁻¹];

i= gradient hydraulique [] ;

b=épaisseur de l'aquifère [L]

r=rayon du puits [L]

Q=débit de pompage [L³ T⁻¹]

x= distance d'un point P_x au puits de pompage [L]

+ si le point P_x est en amont

- si le point P_x est en aval.

II-5-5- Détermination des temps de transfert par abaques :

Comme il est dit précédemment, le calcul des temps de transfert des polluants est un moyen important dans la délimitation des périmètres de protection des captages. Dans le paragraphe suivant, la méthode de détermination des temps de transfert à l'aide des abaques sera présentée.

Les abaques mis au point en 1975 par Sauty et Thiery donnent un moyen pratique de déterminer les courbes d'égal temps de transfert dans les deux cas les plus fréquemment rencontrés : nappe initialement en équilibre hydrostatique (avant pompage) ou nappe en écoulement uniforme dans un aquifère homogène et isotrope, soumis à un pompage à débit constant. D'autres auteurs ont travaillé sur des abaques du même type (Bouchard, 1985 ; Crampon, 1983, 1984, 1984).

II-5-6- Modélisation numérique :

Les simulations numériques permettent de créer des modèles sur la base des processus physiques de l'écoulement. Ils donnent ainsi la possibilité de tester des hypothèses sur les écoulements et de les modifier en fonction des résultats. On procède ainsi par itération de façon à obtenir un modèle satisfaisant qui semble suffisamment représentatif des conditions réelles d'écoulement. Il faut toutefois toujours garder à l'esprit qu'il s'agit d'un modèle et non de la réalité. Il est donc conseillé de ne pas se limiter au modèle qui paraît satisfaisant, mais de réaliser une analyse de sa sensibilité en variant les différents paramètres dans des plages de valeurs acceptables (OFEFP, 2003).

Plusieurs travaux ont été effectués sur le calcul des périmètres de protection, à l'aide de modèles numériques (Bradbury et Muldoon, 1994; Earle et Middleman, 1993; Scalzo, 1998; Vieux et al., 1998 ; Simpson et al. 2003 ; Chesnaux et al. 2005 ; Chapuis et Chesnaux 2006). Les deux méthodes de calcul les plus utilisées sont *la méthode par différence finie et celle par éléments finis*. Elles sont toutes deux basées sur les équations différentielles de l'écoulement et sur des principes de conservation de masse. La méthode par éléments finis permet un maillage triangulaire qui simplifie la connexion entre les

couches, tandis que la méthode par différence finie nécessite un maillage rectangulaire (Verrault, 2003).

II-5-7- Méthodes stochastiques :

Les modèles stochastiques présentent une solution intéressante pour la détermination des aires de protection des installations de captage. Le modèle stochastique est couplé à une détermination des paramètres par asservissement des résultats du modèle aux données de terrain. L'approche tient compte d'incertitudes liées à la recharge et à la transmissivité. Différentes résolutions du modèle sont réalisées par une approche automatique de type Monte-Carlo. Seules les résolutions permettant de trouver les mesures de terrain avec une précision suffisante (c'est-à-dire qu'elles représentent toutes des solutions valides pour le calage du modèle) sont conservées. Les aires de protection déterminées par chaque résolution retenue sont superposées afin de donner un résultat global en termes de probabilité (Rasmussen et Rouleau, 2003).

Rentier (2002) a proposé une méthode stochastique qui permet de conditionner les champs de la conductivité hydraulique k par des mesures directes faite au terrain (données *hard*) et indirectes (données *soft*) de cette propriété et plus particulièrement des données de résistivité électrique et de hauteur piézométrique. L'auteur de cette méthode a adopté l'approche stochastique spatiale qui considère la conductivité hydraulique comme une fonction spatiale aléatoire et permet, par l'utilisation de méthodes géostatiques de caractériser sa variabilité spatiale.

II-6- Conclusion du chapitre :

La détermination des périmètres de protection nécessite la connaissance de plusieurs paramètres concernant le milieu aquifère et le régime d'écoulement. Ainsi, les propriétés hydrogéologiques ont une grande influence sur le calcul des périmètres de protection. D'une autres part, les méthodes de calcul des périmètres de protection sont souvent propres à des aquifères, considérés idéaux, en négligeant l'anisotropie et l'hétérogénéité. Le temps de transfert est l'élément le plus important dans le calcul des périmètres de protection. Pour cette raison, le calcul de ce paramètre était un des objectifs de ce travail.

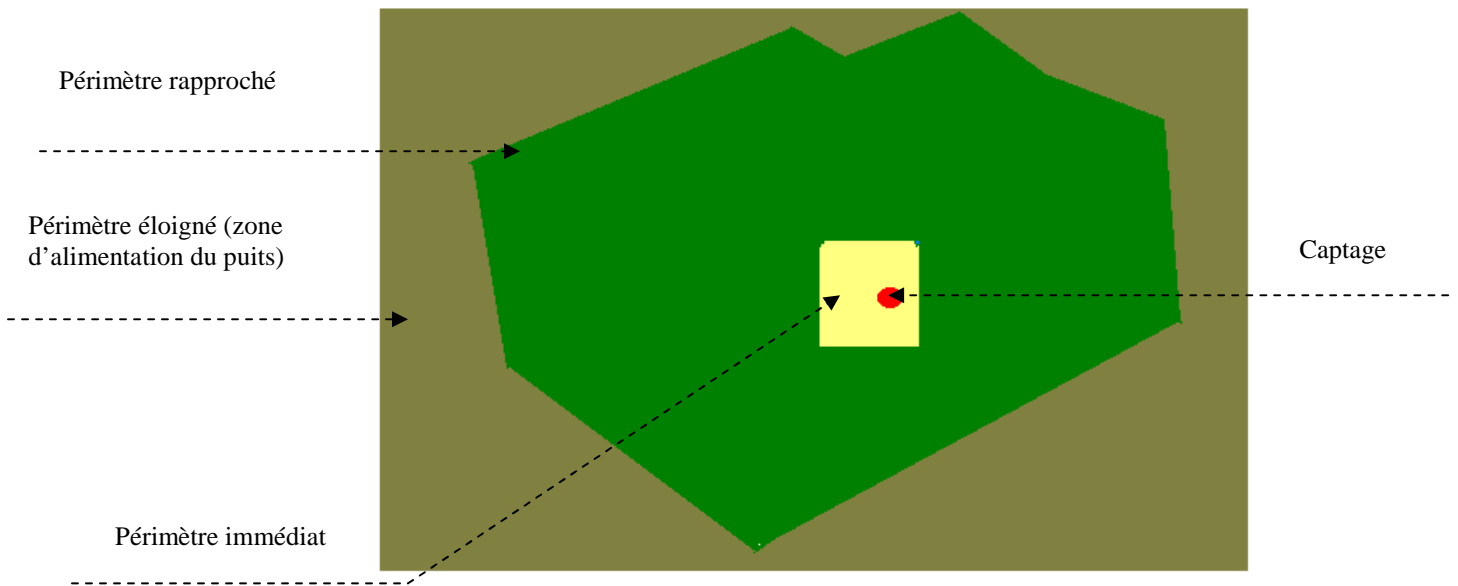


Figure (II- 1): Illustration de périmètres de protection immédiat, rapproché et éloigné.

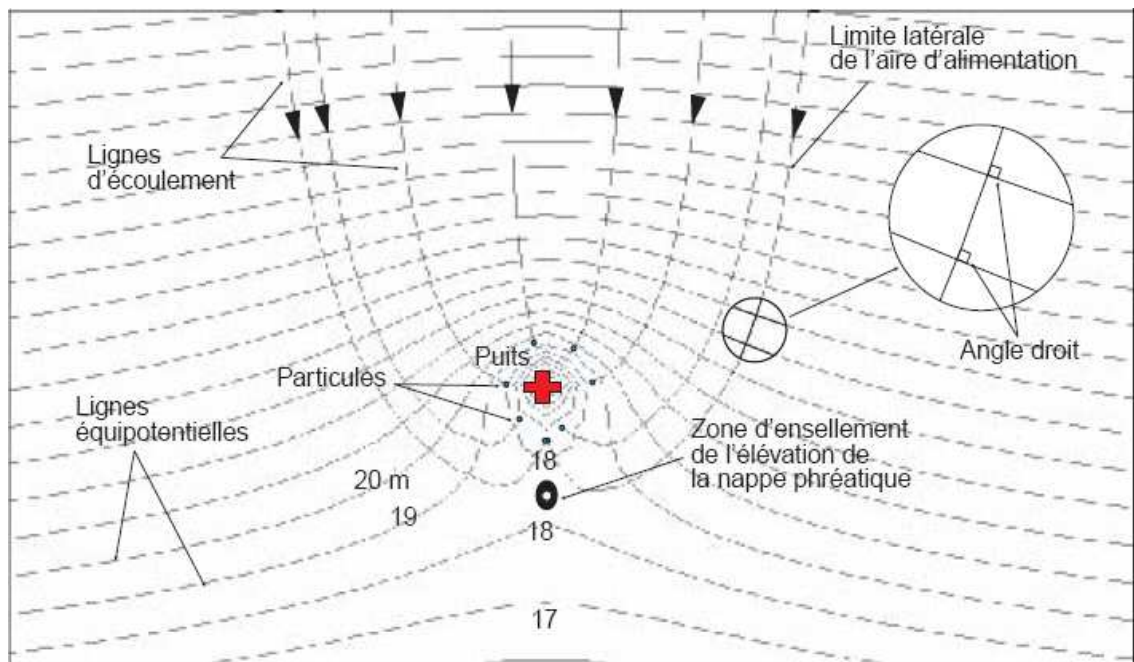


Figure (II-2): Schéma illustrant le fonctionnement global de la méthode d'analyse par cartographie piézométrique. Les lignes d'écoulement de l'eau souterraine sont perpendiculaires aux lignes équipotentielles (Verreault, 2003).

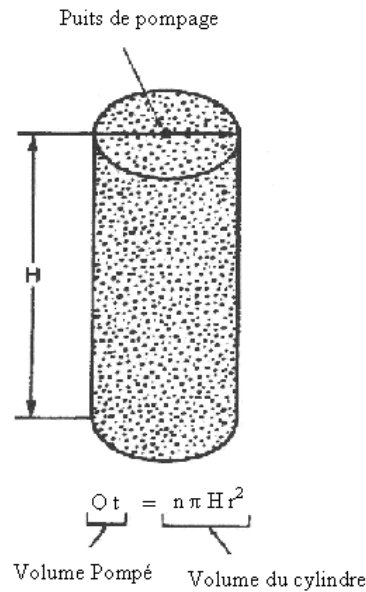


Figure (II-3) : Méthode du rayon calculé (EPA, 1987).

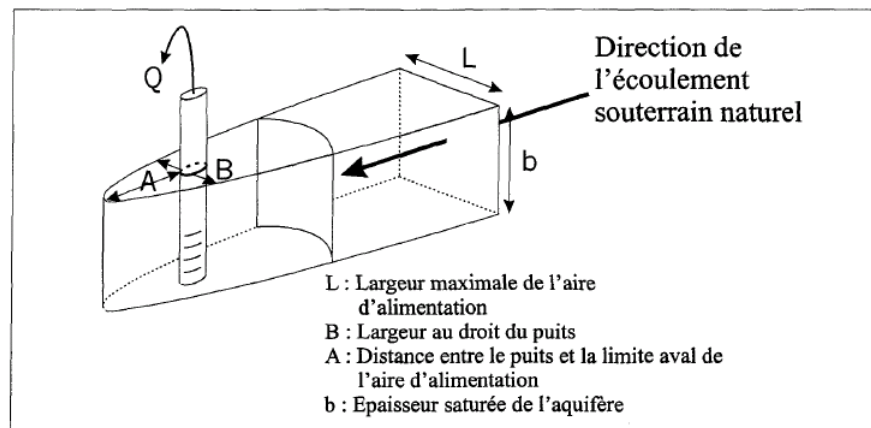


Figure (II-4) : Illustration schématique de la surface normale à l'écoulement souterrain calculée avec les relations proposées par Bear et Jacobs (1965). Lorsque la largeur maximale de l'aire d'alimentation est atteinte, on peut appliquer simplement la loi de Darcy (1856) afin de déterminer la largeur "L" en supposant une épaisseur "b" (Verrault, 2003).

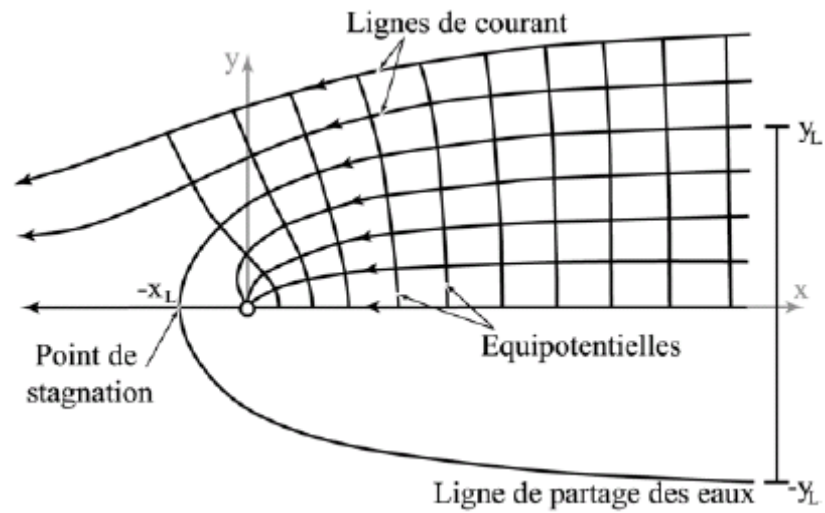


Figure (II-5): Ligne de partage des eaux induite par un puits implanté dans un système d'écoulements naturels uniformes (OFEFP, 2003).

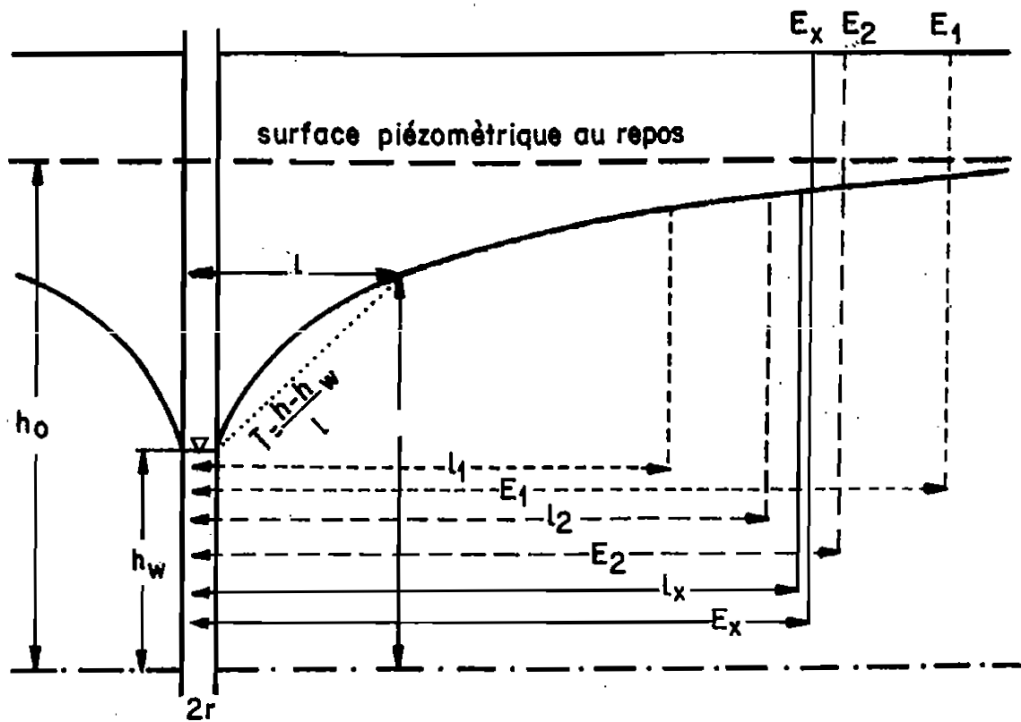


Figure (II-6) : Détermination des isochrones par la méthode de Hofmann et Lillich (1973).

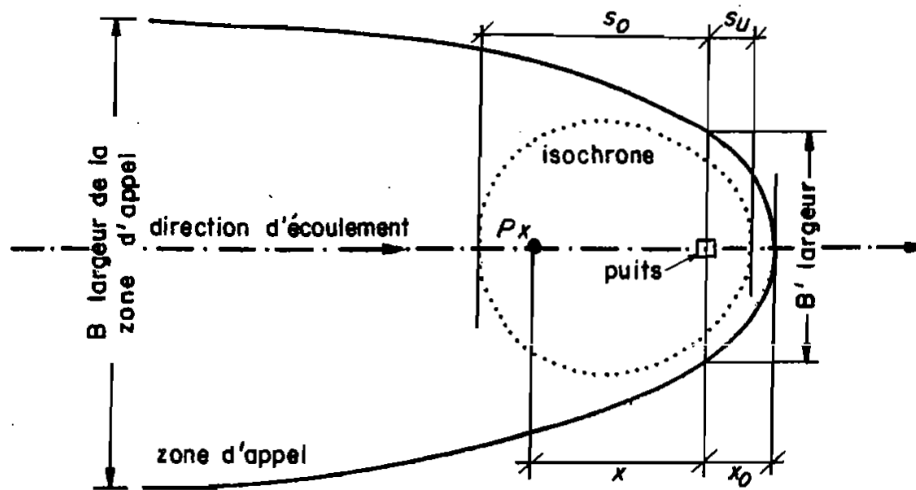


Figure (II-7) : Détermination des isochrones par la méthode de Wissling (1979).

CHAPITRE III :
Les logiciels SEEP/W et CTRAN/W

CHAPITRE III :

Les logiciels SEEP/W et CTRAN/W

III-1- Introduction

La méthode des éléments finis est la méthode utilisée dans ce travail pour étudier les écoulements souterrains ainsi pour calculer les temps de transfert des polluants. La compagnie canadienne **GEOSLOPE** a mis en un seul « *package* », en 2007, huit logiciels inter reliés, nommé **Geostudio**. Ces huit logiciels sont: SEEP/W, CTRAN/W, SLOPE/W, VADOSE/W, AIR/W, TEMP/W, SIGMA/W et QUAKE/W. Chaque logiciel est désigné pour résoudre un problème concernant le sol.

Dans ce travail, deux logiciels de ce groupe sont exploités et qui sont : SEEP/W et CTRAN/W, qui seront présentés dans ce chapitre. Le logiciel de base SEEP/W permet de modéliser l'écoulement en deux dimensions dans un milieu poreux.

CTRAN/W est désigné pour la modélisation d'un panache de contamination. Tous ces logiciels s'utilisent dans l'environnement Windows et leur résolution se fait par éléments finis.

III-2- SEEP/W :

Le logiciel SEEP/W permet d'analyser des problèmes d'écoulement de l'eau dans un milieu poreux saturé et non saturé, unidimensionnels ou bidimensionnels en régimes permanent et transitoire. Il a été soumis à des évaluations très poussées par Chapuis et al. (2001), Chenaf et Chapuis (1998), Chenaf et Chapuis (2007). Il est considéré par ces évaluateurs comme un des meilleurs codes de sa catégorie, actuellement disponibles sur le marché.

SEEP/W est utilisé pour modéliser le mouvement et la distribution de la pression interstitielle dans un milieu poreux. SEEP/W est appliqué pour l'analyse et la modélisation des problèmes reliés à l'hydrogéologie, à la géotechnique, au génie civil et au génie minier.

Le logiciel SEEP/W permet d'étudier des sites comprenant plusieurs types de sols (différenciés par les courbes caractéristiques qui leur sont attribuées), plusieurs aquifères confines ou non, ainsi que des puits de pompage ou de recharge. SEEP/W tient compte de l'écoulement dans la zone non-saturé et l'analyse peut se faire en régime permanent ou transitoire.

SEEP/W présente l'avantage d'avoir une résolution juste à bon nombre de problèmes en hydrogéologie (Crespo, 1994 ; Chenaf, 1995 et Chapuis et al. ,1993) tout en étant d'une grande facilité d'utilisation puisqu'étant dans l'environnement Windows. (Rivard, 1995).

Pour effectuer une analyse par SEEP/W, on doit passer par trois étapes enchainées. Le premier module de l'analyse est **SEEP/W DEFINE** où la géométrie du milieu, les propriétés géotechniques du sol et les conditions aux limites sont définis. Le deuxième est **SEEP/W SOLVE** où on vérifie tous les éléments et les nœuds de la grille générée et on lance, par la suite, le processus de calcul par la méthode des éléments finis (MEF). Enfin, le troisième module **SEEP/W CONTOUR** permet l'interprétation

graphique des résultats obtenus par **SEEP/W SOLVE**. A l'aide de ce module, les lignes d'écoulement, les équipotentielles, et dessiner les courbes voulues des résultats obtenus peuvent être vu et analysés.

III-2-1- Fondement mathématique et hypothèses simplificatrices du logiciel SEEP/W :

SEEP/W se base sur la résolution de l'équation aux dérivées partielles (E.D.P.) de l'écoulement souterrain exprimée dans le plan (x, y) par:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots \dots \dots (III-1)$$

avec:

$k_x(u)$: fonction de conductivité hydraulique dans la direction x

$k_y(u)$: fonction de conductivité hydraulique dans la direction y

Q: débit volumique de recharge ou de pompage

h: charge hydraulique

θ_w : teneur en eau volumique

u: pression d'eau interstitielle

t: temps.

Cette équation est connue sous le nom de l'équation de conservation de Richards (1931).

Où :

La charge hydraulique est donnée par :

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \dots \dots \dots (III-2)$$

Où :

z: est l'élévation

u_w : est la pression de l'eau interstitielle

γ_w : est le poids volumique de l'eau

L'équation (III-1) montre que la différence entre le débit qui rentre et le débit qui sort d'un volume élémentaire autour d'un point donné de l'aquifère, est égale à la variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps. Autrement dit, la somme des taux de

variation du débit dans les directions x et y et du débit volumique externe appliqué est égale au taux de variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps.

En régime permanent, la dérivée de la teneur en eau volumique par rapport au temps est nulle. Donc, l'équation (III-1) est écrite ainsi :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad \dots\dots\dots(III-3)$$

En régime transitoire l'équation (III-1) est gardée telle qu'elle est.

Sachant que le changement dans la teneur en eau volumique dépend du changement dans l'état de contrainte et dans les propriétés du sol, elle est donnée par l'équation (III-2) :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial (\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad \dots\dots\dots(III-4)$$

Où :

m_1^w : pente du graphe $(\sigma - u_a)$ versus θ_w à $d(u_a - u_w)$ nul. Elle représente le taux auquel un sol va absorber ou relâcher de l'eau lorsque la succion matricielle varie (Chenaf, 1997).

m_2^w : pente du graphe $(u_a - u_w)$ versus θ_w à $d(\sigma - u_w)$ nul. Elle est notée aussi m_w .

σ : contrainte totale dans la direction de x et/ou y

u_a : pression d'air interstitiel

u_w : pression d'eau interstitielle.

Le logiciel SEEP/W applique deux hypothèses principales, concernant l'état de contrainte et qui sont:

1. Aucun chargement ou déchargement extérieurs de la masse de sol. Par conséquent la contrainte totale demeure constante (i.e., $\partial \sigma / \partial t = 0$)
2. Durant toute la phase transitoire, la pression interstitielle de l'air est égale à la pression atmosphérique qui est constante (i.e., $\partial u_a / \partial t = 0$).

De ces deux hypothèses (1) et (2) on aura $(\sigma - u_a)$ qui reste constante et n'a donc aucune influence sur la variation de la teneur en eau volumique. Par conséquent la

variation de cette dernière ne dépend que de la variation de $(u_a - u_w)$ donc de la variation de la pression d'eau interstitielle u_w , étant donné que u_a est constante. (Chenaf, 1997).

Donc :

$$\partial\theta = m_w \partial u_w \dots\dots\dots (III-5)$$

De l'équation (III-5):

$$\frac{\partial\theta}{\partial u_w} = m_w \dots\dots\dots (III-6)$$

D'un autre côté, en un point donné ($z = \text{constante}$):

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = m_w \left(\frac{\partial u}{\partial h} \right) \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \dots\dots\dots (III-7)$$

De l'équation (III-2) il est constaté que :

$$\frac{\partial u}{\partial h} = \gamma_w \dots\dots\dots (III-8)$$

Donc :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = m_w \gamma_w \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \dots\dots\dots (III-9)$$

Donc la formulation finale de l'équation (III-1) est donnée ainsi :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \dots\dots\dots (III-10)$$

La solution de l'équation (III-10) n'est que la fonction $h(x, y, t)$ qui représente en tout temps t la charge hydraulique au point (x, y) de l'aquifère. La connaissance des courbes caractéristiques $k(u)$ et $\theta(u)$ est nécessaire. En effet, dans un sol non-saturé, un changement de pression (u) est toujours accompagné d'un changement dans la teneur en eau (θ) ou dans la conductivité hydraulique (k). Lorsque la saturation est atteinte, la teneur en eau volumique est égale à la porosité du sol. Ces fonctions présentent des hystérésis du fait qu'elles n'ont pas la même courbe lorsque le sol s'assèche ou s'humecte (Rivard, 1995).

III-2-2- Remarque et conclusion :

La qualité d'un modèle numérique par éléments finis se mesure par les résultats qu'il fournit. Cependant, la précision des résultats dépend de plusieurs paramètres: le maillage, le choix des éléments, le calcul à l'ordinateur, etc. En effet, le choix des

éléments implique le choix du degré des fonctions d'interpolation. Les éléments quadratiques sont suffisamment précis. Le maillage doit être construit avec précaution, les éléments allongés sont à éviter. On doit augmenter le nombre des éléments en diminuant leurs tailles dans les zones où la dérivée première de la variable de champs est supposée prendre des valeurs importantes. Dans notre cas les zones où les gradients sont élevés (Chenaf, 1997).

III-3-CTRAN/W :

CTRAN/W est un logiciel des éléments finis qui peut être exploité pour modéliser le mouvement des contaminants à travers les milieux poreux saturés et non saturés avec densité variable du fluide. La formulation complète de CTRAN/W permet d'analyser des problèmes qui varient de l'étude du cheminement des particules en suivant les lignes d'écoulements l'eau, à l'étude des processus complexes qui comprennent la diffusion, la dispersion, l'adsorption, la dégradation radioactive et les dépendances de densité. Le logiciel CTRAN/W est intégré à d'autres logiciels de la compagnie GEO-SLOPE, qui calculent la vitesse d'écoulement de l'eau pour des problèmes spécifiés, et qui sont : SEEP/W, VADOSE/W et SIGMA/W.

CTRAN/W a fait l'objet de vérifications antérieures par certains chercheurs (Rivard, 1995, Chenaf, 2005).

CTRAN/W utilise les vitesses d'écoulement d'infiltration pour calculer le mouvement des contaminants dissous dans eau. Il peut être aussi utilisé seul en important des données externes d'écoulement d'infiltration. Pour une analyse de la densité-dépendante, CTRAN/W peut seulement être couplé à SEEP/W. Actuellement, CTRAN/W ne traite pas le transport dans la phase air.

Puisque CTRAN/W est conçu pour exploiter les vitesses d'écoulement d'infiltration calculées dues à l'écoulement dans la zone saturée et la zone non saturée, il est formulé pour modéliser le transport de contaminant saturé et non saturé.

CTRAN/W peut être employé pour modéliser beaucoup de problèmes de transport de contaminant des eaux souterraines. Des exemples des types de problèmes, qui peuvent être analysés en utilisant ce logiciel, seront présentés.

III-3-1- Types de problèmes analysés par CTRAN/W :

III-3-1-1- Transport advectif du contaminant :

Dans les sols, le transport de contaminant comporte deux processus : l'*advection* et la *dispersion*. Dans une analyse de transport de contaminant, il est souvent utile d'isoler le transport advectif pur, sans faire intervenir des données supplémentaires et des conditions informatiques en incluant la dispersion. Numériquement, il est impossible de résoudre l'équation d'advection-dispersion quand le composant dispersif est petit par rapport au composant advectif, parce que la solution numérique est instable dans ce cas.

Pour surmonter cette difficulté, CTRAN/W a une option pour simuler le processus, purement advectif, de transport de contaminant en usant le cheminement des particules « *particle tracking* ». Dans le « *particle tracking* », les corps dissous sont représentés par des particules. Pour chaque étape de temps, les particules sont déplacées proportionnellement à la vitesse d'écoulement de l'eau et le temps. Les chemins d'écoulement des particules fournissent une représentation graphique du mouvement du panache de contaminant provoqué par le transport purement advectif. Les effets de la dispersion, l'adsorption, la décadence radioactive et la densité ne sont pas considérés dans une telle analyse. La figure (III-1) montre un exemple d'analyse en utilisant le cheminement des particules.

III-3-1-2- Transport advectif-dispersif du contaminant :

L'étude de l'écoulement advectif est utile comme une analyse préliminaire du transport de contaminant. Une analyse plus réaliste doit inclure, également, l'effet de la dispersion hydrodynamique. La dispersion hydrodynamique cause la dilution du contaminant longitudinalement, (dans la direction de l'écoulement d'eau souterraine), et transversalement, (perpendiculaire à la direction de l'écoulement). Cette dilution provoquée par la dispersion est un composant très significatif dans le transport du contaminant et donc elle ne doit pas être ignorée. CTRAN/W fournit les possibilités pour modéliser le transport de contaminant avec la dispersion hydrodynamique.

Le transport de certains contaminants, tels que les *hydrocarbures dissous*, est atténué par des réactions réversibles avec les particules de sol, telles que l'*adsorption*. Autres contaminants, tels que les contaminants radioactifs, subissent des réactions irréversibles qui les enlèvent de l'eau souterraine pendant le transport. CTRAN/W permet de prendre en considération les effets de l'adsorption et de la dégradation radioactive dans l'étude du transport de contaminant. La figure (III-2) montre les résultats d'une analyse d'advection-dispersion d'un contaminant migrant d'un lac.

III-3-1-3- La densité dépendante :

Pour des problèmes où la densité du corps dissous est importante, CTRAN/W a la possibilité d'exécuter des analyses de la densité-dépendante. Ce type d'analyse traite, par exemple, l'intrusion marine dans les couches aquifères côtières, et le transport de saumure. La figure (III-3) illustre la solution de CTRAN/W à un problème d'intrusion marine. À la limite gauche, l'eau douce entre à un taux constant tandis que la frontière droite de la couche aquifère est exposée à des charges constantes de l'eau de mer. Les limites de dessus et de bas ont un débit nul. Les contours montrent la concentration relative de l'eau de mer, et les vecteurs montrent la grandeur relative et direction de l'écoulement de l'eau.

III-3-2-Fondement mathématique et hypothèses simplificatrices du logiciel CTRAN/W :

L'équation de transport de contaminant est basée sur la continuité de la masse. Elle est généralement connue en tant que l'équation de transport ou l'équation d'advection-dispersion. Pour faciliter la présentation et la discussion, l'équation régissant est présentée, seulement, en termes de transport unidimensionnel. La formulation réelle du CTRAN/W est basée sur l'équation bidimensionnelle correspondante (GEO-SLOPE, 2008).

L'équation simplifiée du transport de contaminant est donnée ainsi (Freeze and Cherry, 1979) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - V \frac{\partial C}{\partial x} \dots\dots\dots (III-11)$$

Où : D : coefficient de dispersion (m^2/s);

C: concentration du contaminant dans l'eau (kg/m^3 d'eau);

V : la vitesse linéaire moyenne.

L'équation (III-11) représente le transport d'une substance non-réactive et non radioactive. C'est-à-dire, il n'y a aucune perte de masse due à l'adsorption ou la dégradation radioactive. Pour la formulation générale, la perte de masse due à l'adsorption et la dégradation radioactive doivent être ajoutées à l'équation de transport. Pour le transport d'une substance radioactive, la masse peut être perdue pendant le processus de transport dû à la dégradation radioactive des ions dans le fluide des pores et à la dégradation des ions attachés aux particules de sol.

CTRAN/W utilise une forme plus générale que l'équation (III-11). Elle est exprimée par:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\theta D_{xx} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[\theta D_{xy} \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\theta D_{yx} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\theta D_{yy} \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right] - \left[v_x \frac{\partial C}{\partial x} + v_y \frac{\partial C}{\partial y} \right] = \lambda(\theta \cdot C + \rho_d \cdot S) + \theta \frac{\partial C}{\partial t} + \rho_d \frac{\partial S}{\partial t} \dots \dots \dots \text{(III-12)}$$

Où :

θ : teneur en eau volumique;

D : coefficient de dispersion (m^2/s);

C: concentration du contaminant dans l'eau (kg/m^3 d'eau);

v_x : vitesse de Darcy selon l'axe des x (m/s);

v_y : vitesse de Darcy selon l'axe des y (m/s);

λ : constante de dégradation (s^{-1});

ρ_d : masse volumique sèche (kg/m^3);

S : masse du contaminant adsorbé par unité de masse du milieu poreux (kg/kg).

Dans CTRAN/W, la résolution des équations est faite en supposant que θ et D sont indépendants des directions x et y. Ainsi, le transport d'un seul contaminant est étudié. De ce fait, l'équation (III-12) peut être réécrite ainsi :

$$\theta.D.\nabla^2 C - v.\nabla C = \lambda(\theta \cdot C + \rho_d \cdot S) + \left[\theta + \rho_d \cdot \frac{\partial S}{\partial C} \right] \frac{\partial C}{\partial t} \dots\dots\dots (III-13)$$

Le premier terme de gauche de cette équation représente le déplacement du contaminant par dispersion. Tandis que le deuxième terme représente le transport du contaminant par advection. En advection, les particules du contaminant se déplacent à la même vitesse et dans la même direction des particules d'eau souterraine. On traite le transport d'un panache de contaminant qui se propage dans l'aquifère en translation pure, à une vitesse égale à la vitesse de l'eau dans les pores \bar{v} , où $\bar{v} = v/\theta$. Ce mécanisme est, dans les sols pulvérulents, la composante la plus importante du transport des contaminants non réactifs (Rivard, 1995).

En réalité, l'advection n'est pas le seul mécanisme qui génère le transport du contaminant. La dispersion est un autre mécanisme du transport de contaminant qui fait que les particules du contaminant s'écartent du chemin moyen qu'ils auraient suivi en advection pure.

Le mécanisme de la dispersion est constitué de deux processus: la *diffusion* et la *dispersion hydrodynamique*. La *diffusion* est la plus observée pour des vitesses faibles. Tandis que la *dispersion hydrodynamique* est prépondérante à des vitesses plus grandes.

La diffusion est le résultat du mouvement aléatoire des molécules. Donc, elle ne se produit pas dans une direction préférentielle. Par contre, la dispersion hydrodynamique dépend de la vitesse de l'eau. Donc, elle est plus grande dans le sens de l'écoulement de l'eau que dans la direction perpendiculaire.

Les trois termes de droite de l'équation (III-13) permettent de tenir compte des effets de retardement dans la migration des contaminants dus à l'adsorption et/ou aux réactions chimiques. Dépendant de la nature du contaminant, certains se dégradent ou sont produits dans le temps, d'autres interagissent avec le sol en étant adsorbés à la surface des particules de sol (Rivard, 1995).

Les équations (III-12) et (III-13) sont basées sur deux hypothèses simplificatrices:

1. le contaminant n'est présent dans l'écoulement qu'en concentration assez faible pour ne pas influencer les propriétés physiques de l'eau souterraine (CTRANIW ne peut pas tenir compte de la différence de densité qui pourrait survenir entre l'eau souterraine « pure » et l'eau contaminée) ;
2. les propriétés du milieu (par exemple la viscosité) ne sont pas affectées par la présence du contaminant.

Ces deux hypothèses rendent l'écoulement indépendant du transport des contaminants et donc permettent de résoudre le problème de migration après avoir déterminé le champ d'écoulement.

III-3-3- Matrice de la dispersion hydrodynamique :

Pour l'écoulement unidimensionnel, le coefficient hydrodynamique D de dispersion est défini comme suit :

$$D = \alpha v' + D^* \dots \dots \dots \text{(III-13)}$$

Où :

α = dispersivité (propriété du matériel),

v' = La vitesse de Darcy divisée par la teneur en eau volumique (v/θ),

D^* = coefficient de la diffusion moléculaire.

La dispersion dans la direction de l'écoulement de l'eau est, habituellement, plus grande que la dispersion perpendiculaire au sens d'écoulement. Deux valeurs de dispersivité sont, donc, requises pour définir le processus de propagation. Les dispersivités, dans le sens d'écoulement, sont indiquées comme dispersivité longitudinale α_L et la dispersivité transversale α_T .

Pour l'écoulement bidimensionnel, comme utilisé dans la formulation de CTRAN/W, le coefficient hydrodynamique D de dispersion peut être défini sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix}$$

Où :

$$D_{11} = \alpha_L \frac{v_x^2}{v} + \alpha_T \frac{v_y^2}{v} + D^*$$

$$D_{22} = \alpha_T \frac{v_x^2}{v} + \alpha_L \frac{v_y^2}{v} + D^*$$

$$D_{12} = D_{21} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{|v_x v_y|}{v}$$

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

En général, le coefficient de diffusion D^* est une fonction de la teneur en eau volumique. Une formulation empirique entre D^* et θ a été proposée par Kemper et Van Schaik, (1966). CTRAN/W permet de définir les valeurs désirées du coefficient de la fonction de diffusion en fonction de la teneur en eau volumique (Geo-slope, 2008).

Le paramètre D^* et sa dépendance de la teneur en eau est significative, seulement, dans un écoulement non saturé et quand le débit de l'eau est très bas.

La valeur du coefficient de dispersion hydrodynamique est souvent régie par le débit de l'eau. Par conséquent, il est souvent, plus efficace, de supposer le D^* en tant qu'indépendant de θ , et de définir la relation par une fonction horizontale constante pour une analyse en CTRAN/W (Geo-Slope, 2008).

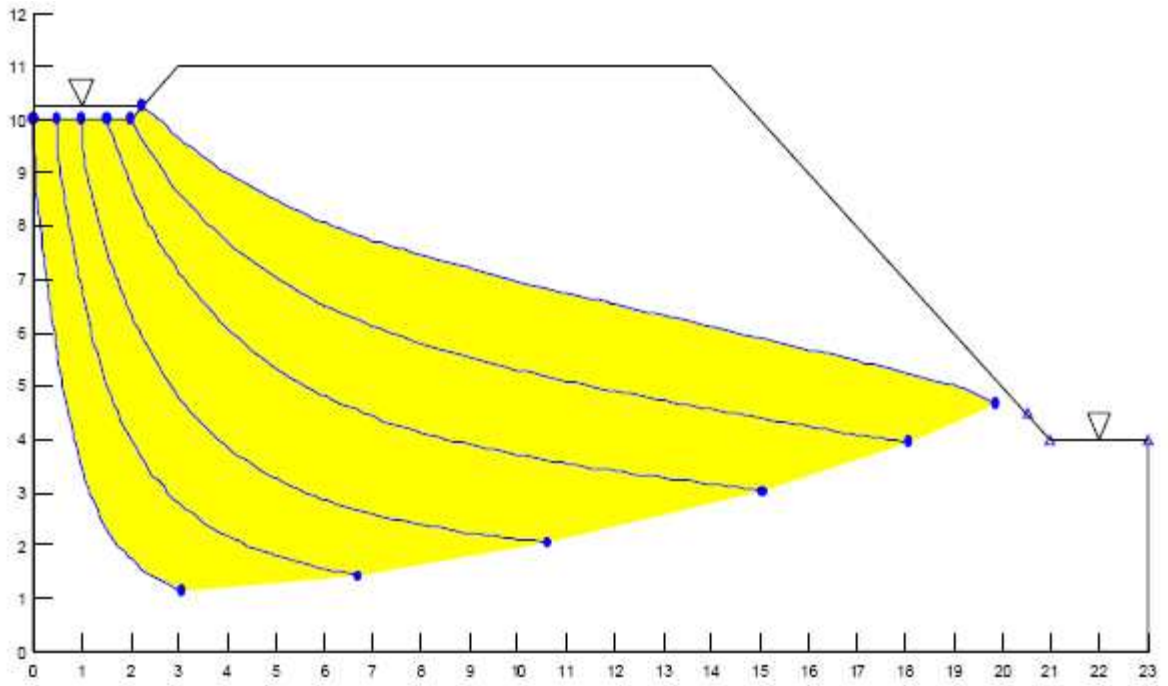


Figure (III-1): Résultats d'analyse en utilisant le cheminement des particules « particle tracking »

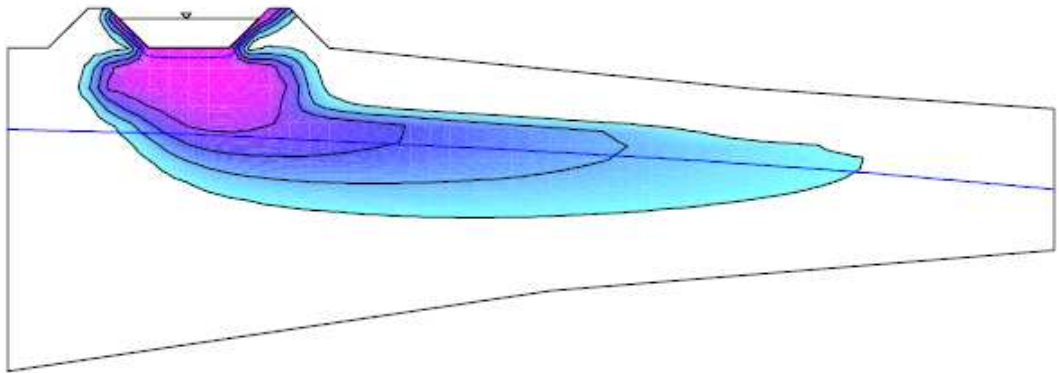


Figure (III-2) : Résultats d'analyse d'advection-dispersion d'un contaminant migrant d'un lac.

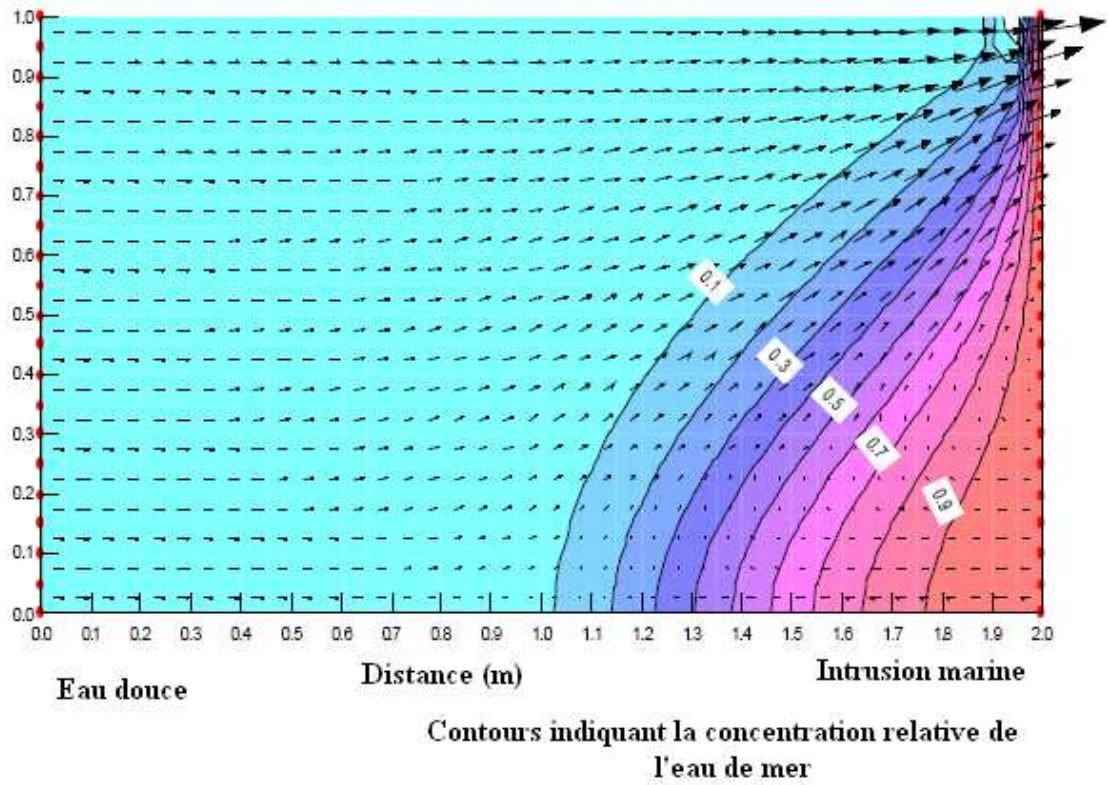


Figure (III-3) : Résultat d'analyse d'un problème d'intrusion marine par CTRAN/W.

CHAPITRE IV :
Calcul des temps de transfert et des
périmètres de protection.

CHAPITRE IV:

Calcul des temps de transfert et des périmètres de protection.

IV-1- Introduction :

Il a été constaté au chapitre II que la détermination des périmètres de protections nécessite une étude hydrogéologique globale visant la connaissance de plusieurs paramètres essentiels. Principalement, parmi ses paramètres, le temps de transfert du polluant paraît le paramètre tranchant dans une telle étude.

Les temps de transfert sont utiles pour une variété d'applications comprenant la délimitation des zones de protection d'eau souterraine et pour évaluer les impacts potentiels de la contamination d'eau souterraine. Le temps de transfert à partir d'un lieu de déversement, par exemple, est un des indicateurs les plus communs pour définir les zones de capture d'un puits (Frind et al. (2002) ; Bair et al. (1990)).

Les temps de transfert ont aussi des implications importantes sur l'atténuation naturelle, la durabilité des ressources en eau souterraine, et la santé des écosystèmes (Chesnaux et al., 2005). Avec le calcul du temps que met le polluant pour arriver au captage, démarrant d'un point qui se situe à une distance r , il devient plus facile de savoir comment intervenir en cas d'infiltration d'un tel polluant dans l'aquifère. Ceci aide à délimiter une zone de protection autour du captage définie sur la base de ce temps de transfert.

Vu que l'étude d'un aquifère à nappe libre considère un problème à deux zones, une est saturée l'autre est non saturée, il est plus fiable, pour calculer les périmètres de protection, de calculer le temps de transfert des particules situant, seulement, dans la zone saturée de l'aquifère. Plus précisément, il est recommandé de calculer le temps mis par des particules qui démarrent, à $t=0$, de la surface libre de la nappe phréatique pour arriver au puits de pompage (Chesnaux et al., 2005).

Cependant, comme il est déjà présenté dans le chapitre II, le calcul analytique du temps de transfert du polluant dans un aquifère à nappe libre, se fait souvent pour des sols idéaux d'une hétérogénéité et d'une anisotropie inexistantes.

Ce chapitre portera, donc, sur l'évaluation des méthodes analytiques de calcul des temps de transfert dans des aquifères à nappe libre (présentées dans le chapitre II). Cette évaluation aura lieu en comparant les résultats théoriques trouvés analytiquement avec les résultats numériques trouvés par la méthode des éléments finis. Les analyses numériques sont faites à l'aide des deux logiciels : SEEP/W qui traite l'écoulement dans l'aquifère et CTRAN/W qui traite les problèmes d'infiltration de polluants. Ces deux logiciels sont présentés dans le chapitre III.

L'évaluation des méthodes analytiques se basera sur deux notions hydrogéologiques, qui sont souvent simplifiées dans le fondement des méthodes analytiques : l'*anisotropie* et l'*hétérogénéité* du milieu aquifère. Ces deux éléments sont présentés au premier chapitre.

Un autre problème est pauvrement traité dans la littérature des méthodes analytiques de calcul des temps de transfert et qui est la recharge verticale de la nappe

libre. Dans cette étude, des parties ont été consacrées pour mettre la lumière sur l'interaction de ce paramètre essentiel dans le calcul des périmètres de protection.

Le logiciel CTRAN/W fait le calcul pour trois types de problèmes de transfert des polluants dans le sol. Il s'agit du chemin de parcours des particules (*particle tracking*), *advection- dispersion* ou densité dépendante (*density-dependent*).

Dans ce travail, il a été choisi de faire le calcul à l'aide de l'approche « *particle tracking* ». Cette approche traite le transfert d'un polluant passif. Les particules du contaminant conservées sont donc transportées par le champ vectoriel de vitesse de l'eau. Elles suivent les lignes d'écoulement.

En fait, le *chemin de parcours* « *particle-tracking* » détermine les lignes d'écoulement et le temps de transfert advectif pour des périodes de temps spécifiées en calculant les mouvements des particules à travers un champ de vitesse. Le champ de vitesse est constitué des vecteurs de vitesse résolus à partir des débits inter élémentaires (élément par élément) calculés pour des éléments de maillage individuels dans un modèle numérique d'écoulement, la ligne d'écoulement calculé pour une particule peut être illustrée graphiquement comme une trace d'un point discret (x, y, z, t) vu dans les plans d'un système de coordonnées cartésien : x-y, x-z, et y-z (Bair et al., 1990).

En adoptant cette approche pour calculer le temps de transfert d'un polluant passif, des particules sont injectées de ce dernier à des positions différentes de notre aquifère.

L'aquifère à nappe libre, qui est le cas d'étude dans ce travail, se compose de deux zones : *saturée* et *non saturée*. Du fait que l'écoulement se fait dans la zone saturée, il est recommandé de calculer le temps de transfert des particules de polluant qui se situent dans cette zone. Très précisément, le temps de transfert doit être calculé pour des particules qui se situent sur la surface libre de la nappe phréatique (Chesnaux et al., 2005).

IV-2-Présentation du modèle sans présence d'effet de recharge :

Un aquifère à nappe libre considéré, homogène, horizontal, circulaire et d'une épaisseur constante $b=12$ m, est supposé. Un puits de pompage de 0,1m de diamètre pénétrant totalement au centre de l'aquifère, pompe un débit constant $Q=1300\text{m}^3/\text{jour}$. La longueur de l'aquifère à étudier est limitée au rayon d'influence R . La charge au puits est maintenue à $h_w=6\text{m}$ tandis que la charge à l'extrémité droite où $r=R$ est supposé constante $h_R=10\text{m}$.

Le rayon d'influence de l'aquifère est calculé à partir de la formulation de Dupuit (1863), donnant l'expression du débit de pompage d'un aquifère à nappe libre, en régime permanent et sans présence d'infiltration:

$$Q_w = \pi K \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{\ln(r_1 / r_2)} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Où : Q_w est le débit de pompage, k est la conductivité hydraulique isotropique saturée. h_1 est la charge hydraulique à $r=r_1$ et h_2 est la charge hydraulique à $r=r_2$.

Si $h_1=h_R$ et $h_2=h_w$ et si $r_1=R$ et $r_2=r_w$ on aura la formule suivante :

$$Q_w = \pi K \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\ln(R / r_w)} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Où : R est le rayon d'influence, r_w est le rayon du puits, h_R est la charge hydraulique au rayon d'influence et h_w est la charge hydraulique au puits de pompage.

De cette expression du débit de pompage, il a été déduit que :

$$R = r_w e^{\frac{\pi K (h_R^2 - h_w^2)}{Q_w}} \dots\dots\dots (IV-3)$$

D'où le rayon d'influence de cet aquifère $R \approx 303\text{m}$. Le modèle à étudier est supposé axisymétrique.

IV-2-1- Conductivité hydraulique :

La conductivité hydraulique saturée de l'aquifère est supposée égale à $k=6 \cdot 10^{-4}\text{m/s}$. La fonction conductivité hydraulique versus pression interstitielle u , a été estimée à l'aide de la fonction de Fredlund et Xing donnée par GeoStudio 2007. Le graphe de la conductivité hydraulique introduite au modèle est représenté dans la figure (IV-1).

IV-2-2- La teneur en eau volumique :

La teneur en eau volumique à la saturation est supposée égale à 0,35 dans toute l'étude. La fonction teneur en eau versus pression interstitielle a été estimée à l'aide d'une fonction échantillon pour un sable. La figure (IV-2) montre le graphe de la teneur en eau estimée en fonction de la pression interstitielle.

IV-3- Analyse en régime permanent du modèle isotrope homogène sans effet de recharge:

Le but est de vérifier le modèle présenté en IV-2. Pour cela, l'aquifère présenté dans le paragraphe (IV-2), isotrope homogène et n'ayant aucun effet de recharge, a été considéré dans cette partie du travail.

IV-3-1- Maillage :

Il a été choisi de discrétiser le modèle par des éléments carrés de 0,4m. Donc cette maille est composée de 22710 éléments carrés et 23498 nœuds. Ce modèle est appelé: *modèle 1*(figure IV-3).

IV-3-2- Résultats :

Les simulations du modèle avec SEEP/W ont abouti à un débit de pompage égal à 1254 m³/jour. La différence entre ce débit et le débit théorique est de 3,5386%. On peut attribuer cet écart à la discrétisation en éléments finis du domaine.

Après analyse du modèle dans SEEP/W, il a été remarqué que la partie de la surface libre proche du puits ne forme pas un cône de dépression (figure IV-4). En réalité, il a été prouvé qu'une surface de suintement existe et doit être prise en considération dans les simulations de l'écoulement (Chenaf et Chapuis, 1998).

En fait, la formule de Dupuit, qui donne le débit traversant entièrement une nappe phréatique à fond horizontal, exprimée en IV-2, est prouvée être exacte (Tcharyni, 1951 et Schneebeli, 1956).

Cependant, la forme de la surface libre rabattue qui a pour équation :

$$h^2(r) = h_w^2 + \frac{h_R^2 - h_w^2}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \times \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) \dots\dots\dots (IV-4)$$

n'est pas exacte. Cette équation de Dupuit ignore l'existence d'une surface de suintement. Elle considère que la surface libre se raccorde avec le plan d'eau dans le puits. Elle considère aussi que la charge hydraulique h n'est fonction que de la distance radiale r au centre du puits. De ce fait, les équipotentielles sont supposées être des cylindres verticaux concentriques (Chenaf et Chapuis, 1998).

En pratique, la nappe forme autour du puits un cône de rabattement à l'intérieur duquel l'écoulement est caractérisé par l'existence de vitesses verticales. Elles sont non négligeables, notamment au voisinage de la surface libre proche du puits. Par conséquent, les équipotentielles sont incurvées près du puits et il existe une surface de suintement sur sa paroi. Lorsqu'on s'éloigne du puits, la valeur moyenne des gradients verticaux diminue en même temps que la pente de la surface libre. La surface libre se

confond sensiblement avec la ligne de Dupuit et devient correctement représentée par l'équation IV-4 (Chenaf et Chapuis, 1998).

Une équation représentative de la surface libre au voisinage du puits a été développée par Chenaf et Chapuis en 2007.

IV-3-3- L'équation représentative de la surface libre au voisinage du puits de Chenaf et Chapuis (2007):

i- Position de la surface de suintement :

Chenaf et Chapuis (2007), ont trouvé que les résultats numériques de calcul de position de la surface de suintement peuvent être représentés par une équation de troisième degré :

$$y = 0.0539x^3 - 0.0446x^2 - 1.2633x + 2.9896 \dots\dots\dots (IV-5)$$

Où :

$$x = \log\left(\frac{1000\pi kr_w^2}{Q_{\max}}\right) \text{ et } y = \frac{\pi kh_{a,\min}^2}{Q_{\max}} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Les équations (IV-5) et (IV-6) prévoient la hauteur maximale de la surface libre pour la condition $h_w=0$. Ainsi pour $h_w>0$, la position de la surface libre, h_a , est prévue par l'équation suivante :

$$h_a = h_R \times \left(\frac{h_{a,\min}}{h_R} + \left(1 - \frac{h_{a,\min}}{h_R}\right) \times \left(\frac{h_w}{h_R}\right)^2\right) \dots\dots\dots (IV-7)$$

ii- Prévion de la position de la nappe phréatique :

D'après Chenaf et Chapuis (2007), la position de la nappe phréatique peut être prévue par l'équation de Dupuit pour une distance $r>1,5 h_R$.

Pour $r < 1,5 h_R$, la position de la nappe phréatique peut être prévue en utilisant des simples considérations géométriques. *Premièrement*, le graphe représentatif doit passer par deux points extrêmes ($r = r_w, h = h_a$) et ($r = R, h = h_R$). *Deuxièmement*, il doit joindre la courbe de Dupuit à ($r = 1,5h_R, h = h_D$) où h_D est donnée par l'équation (IV-14). La simple courbe qui passe par ces trois points est une équation du second degré :

$$h = \alpha x^2 + \beta x + h_a \dots\dots\dots (IV-8)$$

Où :

$$x = \log(r / r_w) \dots\dots\dots (IV-9)$$

$$a = \log(R / r_w) \dots\dots\dots (IV-10)$$

$$b = \log(1.5h_R / r_w) \dots\dots\dots (IV-11)$$

$$\alpha = [b(h_R - h_a) - a(h_D - h_a)] / (a^2b - ab^2) \dots\dots\dots (IV-12)$$

$$\beta = [b^2(h_R - h_a) - a^2(h_D - h_a)] / (ab^2 - a^2b) \dots\dots\dots (IV-13)$$

$$h_D = [h_R^2 - (Q / \pi K) \ln(R / 1.5h_R)]^{0.5} \dots\dots\dots (IV-14)$$

IV-3-4- Calcul de la surface de suintement par SEEP/W :

i-Changement du maillage :

Pour retrouver la bonne surface libre et pour calculer la surface de suintement, il a été constaté qu'un changement du maillage est nécessaire. Donc, la région proche du puits a été raffinée sur une longueur de 1 m et située entre 6 et 9m de hauteur (hauteur où se situe la surface libre de la nappe phréatique). Il a été choisi pour cette région des éléments carrés de 0,1m × 0,1m. De plus, le maillage du reste du modèle a été changé

par des éléments carrés de $0,2\text{m} \times 0,2\text{m}$. La nouvelle maille est, donc, composée de 91137 éléments et 92687 nœuds. Ce nouveau modèle est appelé: *modèle 2* (figure IV-5).

ii-Conditions aux limites :

Ainsi, pour les conditions aux limites du modèle, une charge hydraulique $h_w=6\text{m}$ pour ($r=0,1\text{m}$ et $0\text{m}<z<6\text{m}$) est imposée. Tandis que pour les nœuds se situant à ($r=0,1\text{m}$ et $6\text{m}<z<9\text{m}$) une charge hydraulique $h=z$ est appliquée. Cette condition a été appliquée pour la raison que la charge sur la surface de suintement est égal à l'élévation $h=z$ car $u=u_{\text{atm}}=0$ (condition de pression atmosphérique).

Du fait que la hauteur de la surface de suintement est inconnue, une procédure itérative est suivie : dans une première étape, une charge hydraulique $h=z$, sur tous les nœuds se situant à ($r=0,1\text{m}$ et $6\text{m}<z<9\text{m}$), est imposée. Après calcul, que la charge sur la crépine est trouvée qu'elle est supérieure à l'élévation du nœud, elle est imposée égale à l'élévation du nœud dans l'étape suivante de calcul, sinon elle laissée libre (non imposée). Cette procédure itérative est celle déjà décrite par Chapuis et al. (1993).

Les autres conditions aux limites sont restées intactes par rapport au modèle précédent. La figure (IV-6) représente une comparaison les nappes phréatiques trouvées numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.

D'après la figure (IV-6), il a été remarqué que la surface libre trouvée après le calcul de la surface libre forme un cône de dépression proche du puits. Ainsi, la sortie de la nappe phréatique est à $h=z=7,4\text{m}$, ce qui donne une hauteur de surface de suintement égale à $1,4\text{m}$. Donc, le raffinement de la grille ainsi que le changement des conditions aux limites ont amélioré énormément la forme de la surface libre proche du puits.

IV-3-5- Vérification de l'équation de Dupuit ainsi de Chenaf et Chapuis (2007) :**i- Vérification de l'équation de Dupuit :**

La formulation de Dupuit représentée par l'équation (IV-4) est comparée, dans ce paragraphe avec les résultats numériques trouvés par SEEP/W. Les figures (IV-6) et (IV-7) illustrent la surface libre trouvée par SEEP/W comparée avec celle calculée par la formulation de Dupuit. La figure (IV-7) montre très bien que la surface libre pour une distance $r > 1,5 h_R$ (pour notre modèle $1,5h_R = 1,5 * 10 = 15m$) peut être prévue par la formulation de Dupuit (paragraphe IV-3-3-ii). Cependant, l'équation de Dupuit ne donne pas la surface libre exacte dans la zone proche du puits, du fait qu'elle néglige l'écoulement non saturé (paragraphe IV-3-2). La figure (IV-6) prouve l'inexactitude de l'équation de Dupuit, et montre qu'en réalité pour ce modèle il existe une surface de suintement d'une hauteur de 1,4m.

ii- Vérification de l'équation de Chenaf et Chapuis (2007) :

Chenaf et Chapuis ont proposé une nouvelle équation pour calculer la surface libre de la nappe proche du puits, Après application des équations (IV-5), (IV-6) et (IV-7) sur les données du modèle présenté, la position de la surface de suintement calculée théoriquement est trouvée égale à $h_a = 7,6$ m. L'erreur entre cette valeur et celle trouvée par SEEP/W est de 0,2 m. Cette erreur peut être considérée négligeable par rapport à la longueur du modèle.

La valeur de h_a trouvée théoriquement a été exploitée pour calculer la surface de suintement en utilisant les équations de (IV-8) à (IV-14). La figure (IV-7) illustre la surface libre calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis avec celle trouvée par SEEP/W.

Les figures (IV-8) et (IV-9) montrent que la charge hydraulique calculée par Chenaf et Chapuis et celle calculée par SEEP/W prennent les mêmes valeurs des valeurs proches les unes des autres.

D'un autre part, les résultats de Dupuit sont comparés avec ceux de Chenaf et Chapuis. La figure (IV-10) montre les surfaces libres trouvées par les deux méthodes théoriques. Ainsi, les deux surfaces libres coïncident à $r=1,5$ $h_R=15m$, comme il est mis dans les hypothèses de Chenaf et Chapuis.

En comparant la formulation de Chenaf et Chapuis avec la formulation du Dupuit, il a été remarqué qu'elle donne une présentation meilleure de la surface libre proche du puits.

Donc, il est à conclure que la formulation de Chenaf et Chapuis est une méthode qui marque un plus dans le domaine de calcul de la surface de suintement en donnant la forme de la surface libre de la nappe phréatique proche du puits. Ce que d'autres méthodes n'ont pas réalisé.

IV-4- Calcul des temps de transfert pour un aquifère à nappe libre homogène isotrope sans effet de recharge en régime permanent :

Il est déjà conclu que le paramètre le plus important pour définir un périmètre de protection est le temps de transfert de polluant. Dans ce paragraphe l'objectif est de calculer ce paramètre.

Notre calcul du temps de transfert a été fait par deux approches : numérique et analytique. Le calcul numérique a été fait par le logiciel CTRAN sur la base de l'étude de l'écoulement faite par le logiciel SEEP/W (*paragraphe IV-3*). Trois méthodes analytiques de calcul de temps de transfert ont été choisies : méthode de Grubb (1993), méthode de Simpson *et al.* (2003), méthode de Chapuis et Chesnaux (2006).

IV-4-1- Calcul numérique :

IV-4-1-1- Nouveau maillage :

Du fait que le placement des particules de polluant doit être fait sur les nœuds sur lesquels la surface libre de la nappe phréatique passe, il était indispensable de raffiner la grille du *modèle 2* une autre fois. Donc, entre 9,8m et 10m de hauteur, des éléments rectangulaires de $0,2m \times 0,05m$ ont été considérés. Et entre 9,6m et 9,8m de hauteur, des éléments rectangulaires de $0,2m \times 0,1m$ ont été considérés. Ainsi, notre

nouvelle grille est composée de 18 régions, 98724 nœuds et 97174 éléments (*modèle 3*) (figure IV-11).

Seize particules ont été placées sur seize nœuds à différentes positions le long de l'aquifère. Les numéros des particules ainsi que leurs coordonnées sont donnés dans le tableau (IV-1). Par la suite, le temps de transfert de chaque particule a été calculé et les résultats numériques ont été comparés avec les résultats analytiques.

IV-4-2-Calcul analytique:

Le calcul analytique des temps de transfert pour un aquifère à nappe libre homogène isotrope sans effet de recharge en régime permanent a été fait en exploitant trois méthodes analytiques : méthode de Grubb (1993), méthode de Simpson et al. (2003) et celle de Chapuis et Chesnaux (2006).

Puisque ces méthodes sont détaillées dans le chapitre II, leurs expressions mathématiques du temps de transfert, dans ce qui suit, sont rappelées.

IV-4-2-1-Méthode de Grubb (1993) :

$$t = \frac{n_e \Delta l}{K(h_1 - h_2)} d - \frac{Q n_e \Delta l^2}{\pi(h_1 + h_2)(K(h_1 - h_2))^2} \ln\left(1 + d \frac{\pi K (h_1^2 - h_2^2)}{Q \Delta l}\right) \dots\dots(IV-15)$$

Où :

n_e est la porosité efficace.

d : distance recherchée en amont du puits [L]

t : temps de transfert [T]

Δl : Distance entre 2 points de mesure de charge hydraulique [L].

h_1 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au premier point de mesure [L].

h_2 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au deuxième point de mesure [L].

IV-4-2-2-Méthode de Simpson et al. (2003):

$$t = -\frac{2nLn(R/r_w)}{K(h_R^2 - h_w^2)} \left[\frac{r^2}{2} \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)Ln(r/r_w)}{Ln(R/r_w)}} - \frac{r_w^2}{4} \sqrt{\frac{\pi(h_R^2 - h_w^2)}{2Ln(R/r_w)} \exp\left(-\frac{2h_w^2 Ln(R/r_w)}{(h_R^2 - h_w^2)}\right)} \right]_{r_1}^{r_2} \dots (IV-16)$$

$$\times \operatorname{Erfi}\left(\sqrt{\frac{2Ln(R/r_w)}{(h_R^2 - h_w^2)}} \sqrt{h_w^2 + \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{Ln(R/r_w)} Ln(r/r_w)}\right)$$

IV-4-2-3-Méthode de Chapuis et Chesnaux(2006) :

i- Closed form:

$$t(r) = \frac{ne}{2} \sqrt{\frac{2\pi}{KQ_w}} \left[r_i^2 g(r_i) - r^2 g(r) + \frac{r_w^2 \sqrt{\pi}}{2C} [\operatorname{erfi}(g(r_i)) - \operatorname{erfi}(g(r))] \right] \dots (IV-17)$$

Où:

$$g(r) = \sqrt{\ln\left(C \frac{r^2}{r_w^2}\right)} \dots (IV-18)$$

$$Ln(C) = \frac{2\pi K h_w^2}{Q_w} \dots (IV-19)$$

ii- Méthode simplifiée :

$$Q_w \cdot t \approx (0,95h_i + 0,05h)\pi(r_i^2 - r^2)ne \dots (IV-20)$$

Où :

h_i : est la plus grande charge hydraulique à la distance la plus éloignée r_i

IV-4-3- Comparaison entre les résultats numériques et analytiques :

Les temps de transfert calculés par la M.E.F, sont comparés avec ceux qui sont calculés par les méthodes analytiques citées précédemment.

Puisque la méthode de Grubb (1993), fait le calcul des temps de transfert en prenant en considération qu'il y avait un écoulement régional avant le pompage, la comparaison des résultats de cette méthode a été faite avec des résultats d'autres simulations numériques où un écoulement régional, qui précède le pompage, est supposé.

IV-4-3-1 Comparaison des temps de transfert numériques et ceux calculés par les méthodes de Simpson et al. (2003) et de Chapuis et Chesnaux (2006) :

Les figures (IV-12) (IV-13) illustrent la comparaison entre les temps de transfert calculés numériquement par la M.E.F et ceux qui sont calculés analytiquement par les trois méthodes. Les courbes dans ces deux figures donnent le temps de transfert « t » en fonction de la distance radiale « r ». La courbe des résultats numériques a été tracé après enlèvement du temps de parcours de chaque particule positionnée sur la surface libre de la nappe phréatique, à une distance « r » du puits. Par la suite pour chaque « r » donné, le temps de transfert « t » a été calculé par la méthode de Simpson et al. (2003) et par les méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).

En effet, ces figures montrent que les valeurs des temps de transfert numériques sont très proches des valeurs des temps de transfert calculés par la méthode de Simpson et al. (2003) et la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006). Des petits écarts, entre les valeurs données par ces deux méthodes et les valeurs numériques, variant de **0,02 à 8,5 jours** (pour $0,1 < r < 300$), sont remarqués pour les différentes distances. Ces méthodes qui sont développées sur la formulation de Dupuit (1863), donnent des bons résultats pour un aquifère à nappe libre, isotrope, homogène, non alimenté par la recharge et en régime permanent.

La méthode de Chapuis et Chesnaux simplifiée (2006) donne des valeurs un peu éloignées par rapport aux autres méthodes. Les calculs montrent que les temps de transfert numériques sont plus grands de ceux trouvés par cette méthode de **0,02 à 70**

jours. En fait, la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) considère un $h_{\text{moyenne}}=0,95 h_i$ (h_i est grande valeur à la distance éloignée r_i), ce qui ne peut être toujours vrai en pratique.

Les temps utilisés pour établir les distances du périmètre de protection rapproché correspondent aux temps de survie des bactéries et des virus, estimés à 200 et 550 jours respectivement (Verault, 2003). Ainsi, pour être plus vigilant, il a été choisi que le rayon du périmètre de protection rapproché soit le rayon qui correspond à un temps de parcours égal à **550 jours**.

D'après la figure (IV-12), le rayon du périmètre protection rapproché est égal à **$r(t=550 \text{ jours})=255\text{m}$** .

De même, d'après les courbes données dans les figures (IV-12) la méthode de Simpson et al. (2003) aboutit un à rayon de périmètre de protection égal à **$r(t=550 \text{ jours}) \approx 255 \text{ m}$** . La méthode de Chapuis et Chesnaux « closed form » (2006) donne un rayon égal à **$r(t=550 \text{ jours}) \approx 255 \text{ m}$** . Tandis que la méthode de Chapuis et Chesnaux « Simplifiée » (2006) aboutit à un rayon égal à **$r(t=550 \text{ jours}) \approx 267\text{m}$** . Ce rayon de périmètre de protection est grand du rayon du périmètre de protection trouvé numériquement de **12 m**.

IV-4-3-2- Comparaison des temps de transfert numériques et ceux calculés par la méthode de Grubb (1993) :

Grubb (1993), dans sa formulation de calcul des temps de transfert, estime une présence d'un écoulement régional avant l'effectuation du pompage. Sa formulation contient un gradient de charge hydraulique qui s'impose dans l'écoulement. Pour faire une comparaison entre les temps de transfert numériques et ceux calculés par Grubb (1993), des modifications au modèle doivent se faire.

En effet, le modèle numérique doit exprimer un écoulement régional en état initial, qui finira par s'ajouter à l'écoulement par pompage. Or un écoulement régional est un écoulement de fond à 2 dimensions, tandis que l'écoulement généré par le pompage est un écoulement radial axisymétrique et qui peut être analogue à un écoulement à 2 dimensions (figures IV-14). Donc, un assemblage (la superposition)

d'un écoulement régional et un écoulement par pompage ne doit pas se faire, en réalité, en axisymétrique. Cependant, vu la complexité d'un tel problème, une simplification a été optée qui mène à considérer l'écoulement régional comme étant un écoulement axisymétrique.

Ainsi l'analyse d'un tel problème, exige l'existence d'un état initial (écoulement régional). Donc, l'appel à l'analyse en régime transitoire par SEEP/W est indispensable dans ce cas. Le calcul des temps de transfert se fera par la suite sur l'état final qui est le régime permanent.

IV-4-3-2-1- Description du modèle analysé :

i- Modèle initial :

Un aquifère isotrope, homogène, à nappe libre et non influencé par une recharge est considéré. Un écoulement régional, qui provoque un rabattement de la nappe phréatique de 0,5 m au puits, est supposé. La charge hydraulique au puits est, donc, de 9,5 m, tandis qu'elle est de 10 m au rayon d'influence ($R=303\text{m}$). Le même maillage qu'en (IV-4) est adopté. Ce modèle d'aquifère en régime permanent, est simulé par le logiciel SEEP/W. Les résultats trouvés par SEEP/W vont être exploités par ce dernier pour les simulations en régime transitoire. En fait, le modèle initial est le modèle parent du modèle en transitoire.

Cet écoulement régional a pu causer un débit régional par radian estimé égal à $q_{\text{régional}}=31,918 \text{ m}^3/\text{jour}/ \text{rd}$. Ce qui donne un débit régional total estimé (car le débit régional n'est pas radial en réalité) égal à $198,08 \text{ m}^3/\text{jour}$.

ii- Modèle en transitoire :

Le même maillage qu'en (IV-4) est conservé. Puisque les conditions aux limites, en régime transitoire, sont déclarées comme des fonctions du temps, imposé une charge de 10 m constante, quel que soit t à $r=R=303 \text{ m}$, est imposée. Ainsi, un débit unitaire au puits, qui somme le débit régional unitaire et le débit unitaire de pompage, est défini. Le débit régional unitaire est calculé à partir du débit par radian trouvé après simulation du modèle initial.

$$q_{unitaire}(t) = q_{pompage} + q_{régional} = \frac{185,42}{0,1 \times 6} + \frac{31,918}{0,1 \times 6} = 334,4 m^3 / jour \times m^2$$

ii- Modèle en CTRAN/W :

Le modèle en transitoire décrit, en (IV-2-3-2-ii), a été exploité comme étant le modèle parent d'un modèle de calcul de temps de transfert par le logiciel CTRAN/W. Le maillage a été gardé comme il est dans (IV-2-3-2-ii). 16 particules ont été injectées pour calculer leurs temps de temps de parcours vers le puits de pompage. Les coordonnées des 16 particules sont données dans le tableau (IV-1).

IV-4-3-2-2- Résultats de comparaison avec la méthode de Grubb (1993) :

La figure (IV-15) montre que la méthode de Grubb (1993) sous estime les temps de transfert. Elle donne des temps de transfert très inférieurs à ceux calculés numériquement. Les écarts entre les temps de transfert trouvés par la M.E.F et la méthode de Grubb (1993) varient entre **0,012** et **658,2** jours (pour $0,1 < r < 300$). Les écarts sont plus grands en s'éloignant du puits de pompage. Par conséquent, elle surestime le rayon du périmètre de protection rapprochés en lui attribuant une valeur égale à $r(t=550 \text{ jours}) = 346,8 \text{ m}$. Ce rayon se trouve au-delà de la zone d'alimentation du puits. Ainsi, le rayon de périmètre de protection trouvé par la méthode de Grubb est plus grand de **92 m** par rapport au rayon du périmètre de protection calculé par la M.E.F.

Remarque : les figures (IV-16) et (IV-17) donnent les écarts trouvés entre les temps de transfert numériques et analytiques en jours et %, respectivement.

IV-4-3-3- Conclusion :

Malgré qu'elles donnent une amélioration dans le domaine de calcul des temps de transfert, les méthodes analytiques de Chapuis et Chesnaux (2006), Simpson et al. (2003) et Grubb (1993) restent applicables à des cas très restreints et nécessitent des améliorations sous la lumière des contraintes réelles imposées sur le terrain.

La méthode de Grubb (1993) est prouvée qu'elle donne des résultats justifiés d'être éloignés des autres résultats trouvés par les méthodes analytiques et par la M.E.F.

En fait, comme il est déjà signalé dans leurs hypothèses, ces trois méthodes analytiques dernières ne prennent pas en considération l'influence de l'anisotropie et de l'hétérogénéité de l'aquifère sur le calcul des temps de transfert. Ce qui rend l'étude des périmètres de protection limitée aux sol considérés parfaits, en absence d'anisotropie et d'hétérogénéité. Ce qui n'est pas prouvé existant dans la nature.

D'un autre part, ces méthodes analytiques négligent l'effet de la recharge de la nappe qui se pose souvent dans un tel type d'aquifère, et influence considérablement l'écoulement des eaux souterraines.

En notant ces conclusions, il a été opté pour améliorer le modèle numérique simulé afin qu'ils soient plus représentatif du cas réel. Donc, des modifications sont faites pour que les modèles numériques traitent mieux les problèmes cités déjà : il s'agit de celui de la recharge, d'effet de l'anisotropie et de l'hétérogénéité.

IV-5- Calcul du temps de transfert pour le modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent :

Sachant que dans les aquifères à nappe libre, une présence d'une infiltration verticale est très confrontée dans l'étude d'écoulements. Donc, il a été opté, dans cette partie du travail, pour traiter l'influence de ce facteur important dans le calcul des temps de transfert. Pour ce faire, le *modèle 3* (paragraphe IV-4) a été analysé, en posant, comme une condition aux limites au toit de l'aquifère, un débit de recharge vertical W . Aussi, comme pour le cas sans recharge, les temps de transfert calculés numériquement seront comparés avec ceux calculés analytiquement.

IV-5-1- Validation du modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent avec le logiciel SEEP/W :

De même que pour le cas du modèle isotrope homogène en régime permanent n'ayant aucun effet de recharge, le modèle isotrope homogène en régime permanent en présence d'une recharge verticale a été validé, avec le logiciel SEEP/W.

IV-5-1-1- Description du modèle simulé :

Un aquifère isotrope, homogène, à nappe libre rechargée par une infiltration verticale, est considéré. Le taux net de cette infiltration est estimé égal à 200 mm/année. Donc le taux d'infiltration par jour est égal à $W=200 \times 10^{-3}/365=0,54794521 \times 10^{-3}$ m/jour. La longueur de l'aquifère est de 303 m. Un puits de pompage, d'un rayon égal à 0,1m, est totalement pénétré dans l'aquifère et pompe un débit $Q_w=1300$ m³/jour. Une charge hydraulique de 6 m est imposée au puits de pompage tandis qu'une charge hydraulique de 10 m est imposée à R=303m. La conductivité hydraulique est considérée isotrope et est égale à la saturation à 6×10^{-4} m/s. Elle est définie par la fonction Fredlund et Xing et elle illustrée sur la figure (IV-1). De même, la teneur en eau $n_e=0,35$ et elle est décrite dans la figure (IV-2).

IV-5-1-2-Maillage :

Pour ne pas refaire la même démarche poursuivie pour raffiner le maillage en (IV-3) et en (IV-4), le maillage du *modèle 3* prouvé dans le paragraphe (IV-4), qui est le meilleur pour étudier l'écoulement et pour traiter le problème de calcul des temps de transfert, a été adopté.

IV-5-1-3- Conditions aux limites :

Les conditions aux limites imposées sont deux charges hydrauliques et un débit unitaire. La charge hydraulique à r=303m est de 10 m. Une charge hydraulique de 6m est imposée au puits. Et pour calculer la surface de suintement, des charges hydrauliques égales à l'élévation pour r=0,1 m et $6 \text{ m} < y \leq 9 \text{ m}$, ont été imposée. La

recharge verticale de la nappe a été exprimée, en imposant au toit de l'aquifère, un débit unitaire $W=0,54794521 \times 10^{-3}$ m/jour.

IV-5-1-4- Résultats :

La même démarche optée pour valider le modèle d'aquifère isotrope, homogène à nappe libre non influencée par la recharge, est suivie dans ce paragraphe. Cependant, l'effet de l'infiltration verticale est pris en considération cette fois ci. Ne connaissant pas la position de la surface de suintement, des charges égales à élévations ont été imposées afin de rechercher l'élévation exacte. Par la suite, l'analyse par SEEP/W a été effectuée. Si la charge hydraulique calculée sur la crépine est trouvée supérieure à l'élévation du nœud, elle serait imposée égale à l'élévation du nœud dans l'étape suivante de calcul. Sinon le nœud est laissé libre.

Cette procédure itérative, a permis de valider le modèle, ainsi de calculer la position de la surface de suintement. La surface libre, telle qu'elle est calculée par SEEP/W, est illustrée dans les figures (IV-18) et (IV-19). D'après ces figures, il a été remarqué que l'élévation de la surface de suintement coïncide avec celle du cas sans recharge, $h_a=7,4$ m. Aussi, les surfaces libres des nappes phréatiques, pour le cas sans recharge et le cas avec recharge, se superposent. Le débit de pompage calculé est trouvé égal à : 1341,408 m³/jour, qui marque un pourcentage de 3,19% de plus par rapport au débit théorique. Ceci est du à l'ajout du débit de recharge verticale.

IV-5-2- Calcul des temps de transfert pour le modèle isotrope homogène influencé par l'effet de recharge en régime permanent et comparaison avec les méthodes analytiques:

Dans cette section, les temps de transfert des particules injectées dans l'aquifère ont été calculés numériquement à l'aide de CTRAN/W. Ainsi, une comparaison a été faite entre les résultats calculés numériquement et les autres trouvés analytiquement.

IV-5-2-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour le modèle influencé par une recharge verticale :

Pour calculer les temps de transfert, le modèle numérique validé par SEEP/W dans (IV-5-1) a été exploité. Par la suite, il a été analysé avec CTRAN/W, en laissant les propriétés de matériaux et le maillage intacts, et en injectant des particules qui suivent le cheminement de l'écoulement sur des nœuds par lesquels la surface libre de la nappe phréatique passe. Les coordonnées des particules sont données sur le tableau (IV-2).

Chaque particule arrive au puits, en suivant une ligne d'écoulement et en effectuant un temps de parcours t . La figure (IV-20) illustre la variation du temps de transfert en fonction de la distance radiale r , pour le modèle non influencé par la recharge et le modèle influencé par la recharge.

En effet, la figure (IV-20) montre que les valeurs des temps de transfert du modèle non alimenté par la recharge sont légèrement supérieures aux valeurs des temps de transfert du modèle alimenté par la recharge. Une différence de **0,0007 à 13 jours** a été remarquée entre les temps de transfert calculés pour le modèle non influencé par la recharge et ceux calculés pour le modèle influencé par la recharge. Cette diminution de temps de transfert, en considérant la recharge, est due au changement de la forme des lignes d'écoulement. En fait, la vitesse d'écoulement est générée par deux composantes. L'une est horizontale, c'est celle du pompage, l'autre est verticale, c'est celle de la recharge verticale. Donc, en présence de la recharge l'écoulement dans la partie saturée de l'aquifère est accéléré. Donc, les particules mettent moins de temps pour arriver au puits de pompage.

Du fait que les temps utilisés pour établir les rayons du périmètre de protection rapproché correspondent aux temps de survie des bactéries et des virus, estimés à 200 et 550 jours respectivement. (Verault, 2003), le rayon du périmètre de protection est calculé pour un temps égal à 550 jours. Ce temps est choisi afin de mieux prévoir le risque de pollution. D'après la figure (IV-20), un périmètre de protection rapproché d'un rayon **$r(t=550 \text{ jours}) \approx 255\text{m}$** est donc calculé pour les deux modèles, *non influencé* et *influencé* par la recharge.

Les résultats montrent que le fait de négliger la recharge de la nappe n'a marqué qu'une légère surestimation des temps de transfert pour l'aquifère à nappe libre homogène et isotrope. Donc, pour les deux aquifères alimenté par la recharge verticale et non alimenté par la recharge verticale, le même rayon de périmètre de protection est trouvé.

IV-5-2-2- Comparaison entre les temps de transfert numériques et analytiques:

Dans ce qui suit, les temps de transfert calculés par la M.E.F, en tenant compte de l'effet de la recharge, sont comparés avec les temps de transfert trouvés par les méthodes analytiques.

En plus des méthodes analytiques exploitées dans le paragraphe (IV-4-2), il s'agit des méthodes de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006), la comparaison avec les résultats analytiques calculés par la méthode de Chesnaux et al. (2005) est, encore faite. Cette dernière tient compte de la recharge verticale dans le calcul des temps de transfert.

IV-5-2-2-1- Résultats de comparaison :

Les figures (IV-21) et (IV-22) montrent les temps de transfert calculés par la M.E.F comparés aux temps de transfert calculés par les méthodes analytiques citées au par avant.

La figure (IV-21) montre que les valeurs numériques du temps de transfert sont supérieures par rapport aux valeurs des temps de transfert calculés par les quatre méthodes analytiques.

La méthode de Simpson et al. (2003) et les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux. (2006), sous estiment le temps de transfert en négligeant l'influence de l'alimentation de la nappe par une recharge verticale. En fait, les valeurs trouvées numériquement sont supérieures à celles trouvées par la méthode de Simpson et al. (2003) et la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form, 2006) de **0,02 à 17,9 jours** et **0,02 à 17,6 jours**, respectivement. Tandis que la méthode de méthode simplifiée de

Chapuis et Chesnaux (2006) donne des valeurs inférieures des valeurs numériques de **0,013 à 79 jours**. Ceci, a fait que cette méthode analytique surestime le rayon du périmètre de protection, en lui donnant une valeur égale à **r ($t=550$ jours) ≈ 267 m**. Tandis que le calcul numérique des temps de transfert, pour l'aquifère homogène isotrope alimenté par la recharge, aboutit à un rayon de périmètre de protection égal à **r ($t=550$ jours) = 255 m**. Donc, l'écart entre le rayon du périmètre de protection calculé par la méthode de Chapuis et Chesnaux (2006) *simplifiée* et le rayon calculé par la M.E.F, en tenant compte de la recharge, est égal à **12 m**.

Malgré que la méthode de Chesnaux et al. (2005), fait intervenir l'effet de la recharge verticale dans l'expression du temps de transfert en fonction de la distance, donne des temps de transfert très éloignées des valeurs trouvées par la M.E.F pour l'aquifère homogène isotrope alimenté par la recharge.

La courbe du temps, calculé par cette méthode, en fonction de la distance radiale est une droite linéaire. La figure (IV-22) montre que les temps de transfert trouvés pour **0,1 m < r < 48 m**, sont supérieurs aux temps de transfert calculés par la M.E.F de **0,072 à 4,5 jours**. Par contre, les valeurs numériques du temps de transfert excèdent les valeurs trouvées par cette méthode de **8 à 622 jours** pour **48 m < r < 300 m**.

Enfin, cette méthode aboutit à calculer un rayon de périmètre de protection égale à **r ($t=550$ jours) = 782,58 m**. Ce rayon est très grand par rapport au rayon calculé numériquement pour l'aquifère homogène isotrope alimenté par la recharge. La différence entre ce rayon et le rayon trouvé numériquement est de **527,58 m**.

Remarque : les figures (IV-23) et (IV-24) illustrent les écarts des temps de transfert donnés par la M.E.F et les méthodes analytiques, en jours et en %, respectivement.

IV-5-2-3- Conclusion :

La considération de l'effet de la recharge verticale influe sur le calcul des temps de transfert pour un aquifère isotrope, homogène à nappe libre. Les méthodes de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006) négligent l'effet de la recharge ce qui sous estime le temps de transfert. Donc, ces méthodes devront être améliorées pour

des cas où la recharge verticale est présente. La méthode de Chesnaux et al. (2005), malgré qu'elle a traité le problème de recharge verticale, doit être revue pour qu'elle soit plus performante au calcul du temps de transfert.

IV-6- Etude de l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert pour des aquifères homogènes anisotropes à nappe libre non influencés par la recharge :

Les hypothèses des méthodes analytiques de Grubb (1993), Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006), Chesnaux et al. (2005), négligent l'influence de l'anisotropie du sol sur le calcul des temps de transfert. Dans cette section de notre travail, l'effet de l'anisotropie sur le calcul numérique des temps de transfert est analysé. Aussi, les résultats numériques trouvés sont calculés avec les résultats analytiques.

Pour étudier l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert, plusieurs modèles sont simulés par les deux logiciels SEEP/W et CTRAN/W. Néanmoins, cette modification a été faite en deux manières : La première manière, est de considérer la composante horizontale de la conductivité hydraulique k_h supérieure à sa composante verticale k_v .

La deuxième façon optée pour changer le rapport d'anisotropie, est de considérer la composante verticale de la conductivité hydraulique k_v supérieure à la composante horizontale k_h . Puisque la conductivité hydraulique est définie, dans SEEP/W, en faisant entrer la valeur de la conductivité hydraulique de saturation, qui est k_h , et en changeant et le rapport d'anisotropie k_h/k_v et puisque le SEEP/W considère un ratio égal à $1/n$, nous avons exprimé l'anisotropie du milieu, en faisons entrer des valeurs en k_v/k_h .

IV-6-A- Etude de l'influence de l'anisotropie lorsque ($k_h > k_v$):

Dans ce qui suit, k_h est considérée constante et la composante verticale k_v est variée, en variant le rapport k_h/k_v . Donc, $k_h = 6 \times 10^{-4}$ m/s pour tous les modèles. Des modèles pour $k_h/k_v = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500$ et 1000 ont été simulés. Et comme il est déjà expliqué, des valeurs de $k_v/k_h = 0,5 ; 0,2 ; 0,1 ; 0,05 ; 0,02 ; 0,01$ et $0,005$ ont été entrées, dans la définition du matériau.

IV-6-A-1- Description des modèles simulés :

Des aquifère anisotropes, homogènes, à nappe libre sont considérés. La longueur des aquifères est de 303 m. Un puits de pompage, d'un rayon de 0,1 m, est totalement pénétré dans chaque aquifère et pompe, en régime permanent, un débit $Q_w=1300$ m³/jour. Une charge hydraulique de 6 m est imposée à chaque puits de pompage, dans chaque aquifère, tandis qu'une charge hydraulique de 10 m est imposée à R=303m.

IV-6-A-1-1 – Teneur en eau et conductivités hydrauliques :

De même, la teneur en eau volumique $n_e=0,35$ et elle est décrite dans la figure (IV-2). Nous considérons une la conductivité hydraulique anisotrope pour chaque aquifère. La composante horizontale de la conductivité hydraulique, k_h , est maintenue constante pour tous les aquifères et est égale, à la saturation, à 6×10^{-4} m/s. Elle est définie par la fonction Fredlund et Xing et elle est illustrée sur la figure (IV-1). la valeur de la composante verticale, k_v , est changée en modifiant le rapport k_h/k_v . Chaque matériau de chaque aquifère est défini par un rapport k_h/k_v différent. Le rapport de k_h/k_v prend les valeurs suivantes : 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 et 1000.

IV-6-A-1-2- Maillage :

Le maillage adopté dans cette section est le maillage du *modèle 3* qui a été prouvé, dans le paragraphe (IV-4), qui est le meilleur pour étudier l'écoulement et pour traiter le problème de calcul des temps de transfert.

IV-6-A-1-3 Conditions aux limites :

Dans chaque aquifère, une charge hydraulique à $r=303$ m de 10 m est imposée. La charge hydraulique, au puits, est de 6m. Et pour calculer la surface de suintement, des charges hydrauliques égales à l'élévation sont imposées pour $r=0,1$ m et $6 \text{ m} < y \leq 9$ m.

IV-6-A-2 Validation par le logiciel SEEP/W des modèles anisotropes homogènes non influencés par l'effet de recharge en régime permanent :

Avant de procéder au calcul des temps de transfert, une analyse des modèles par le logiciel SEEP/W est indispensable.

Comme il a été fait dans le modèle isotrope homogène, La surface de suintement est calculée pour chaque modèle anisotrope homogène. Pour cela, pour chaque aquifère anisotrope, la même démarche itérative suivie pour le modèle isotrope est ainsi optée dans ce cas. Si la charge hydraulique calculée sur la crépine est trouvée supérieure à l'élévation du nœud, elle est imposée égale à l'élévation du nœud dans l'étape suivante de calcul. Sinon le nœud est laissé libre. Pour chaque aquifère, cette démarche itérative a aboutit au calcul de l'élévation de la surface de suintement et au calcul de surface libre de la nappe phréatique. La figure (IV-25) donne une comparaison entre les différentes surfaces libres des différents aquifères. La figure (IV-26) donne la variation du débit de pompage en fonction du rapport k_h/k_v .

La figure (IV-25), montre que le débit de pompage diminue lorsque le rapport d'anisotropie augmente. Ainsi, la figure (IV-26) montre que l'élévation de la surface de suintement augmente, en augmentant le rapport k_h/k_v donc le rabattement diminue. En fait, en augmentant le rapport k_h/k_v , la valeur de la composante verticale de la conductivité hydraulique, k_v diminue. Ce qui diminue la contribution de l'écoulement vertical. Ceci provoque la diminution du débit de pompage et par conséquent, la diminution du rabattement.

IV-6-A-3- Calcul des temps de transfert pour les aquifères anisotrope homogènes *non influencés* par l'effet de recharge en régime permanent :

Les modèles simulés par SEEP/W sont exploités, par CTRAN/W, pour le calcul numérique des temps de transfert. Par la suite, une comparaison est effectuée entre le calcul numérique et analytique par les trois méthodes de : Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006).

IV-6-A-3-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour les aquifères anisotropes homogènes *non influencés* par la recharge verticale :

Les modèles analysés par CTRAN/W sont ceux décrits dans (IV-6-A-1). Aucun changement n'est effectué ni aux propriétés des matériaux, ni au maillage. Des particules à différentes distances sont injectées afin de calculer leurs temps de parcours. Les coordonnées des particules sont données sur le tableau (IV-1).

La figure (IV-27) donne la variation du temps de transfert en fonction de la distance radiale r , pour différents rapports k_h/k_v . Cette figure montre que le temps de transfert, à chaque distance radiale r augmente, en augmentant le rapport d'anisotropie k_h/k_v . La figure (IV-28) donne les écarts en jour des temps de transfert du modèle isotrope homogène avec les temps de transfert des modèles anisotropes homogènes. L'écart entre le temps de transfert trouvé pour les aquifères homogènes anisotropes et celui trouvé pour l'aquifère homogène isotrope s'agrandit énormément pour les rapports de k_h/k_v élevés. Cet écart varie entre **0,05** et **106,2 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,2** et **233,7 jours** pour $k_h/k_v=500$ et enfin entre **0,7** et **405,9 jours** pour $k_h/k_v=1000$. Ceci est expliqué par le fait d'augmenter le rapport d'anisotropie, la valeur de la composante verticale diminue. Et donc, la participation de l'écoulement vertical diminue. Ce qui diminue la vitesse des particules. Par conséquent, les particules du contaminant nécessitent un temps supplémentaire, par rapport à celui du modèle isotrope, pour arriver au puits de pompage. Et ceci s'accorde bien avec les résultats trouvés pour le débit et le rabattement.

De la figure (IV-27), les valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés sont constatées. Elles sont données sur le tableau (IV-3).

Il a été remarqué, du tableau (IV-3), que le rayon de périmètres de protection rapproché diminue lorsque le rapport d'anisotropie k_h/k_v augmente. Pour $k_h/k_v=1000$, il a été remarqué que le rayon de périmètre de protection est plus petit du rayon du périmètre de protection pour le isotrope homogène de **45 m**. Ce qui présente un écart important. Donc, le fait de négliger l'influence de l'anisotropie surestime les périmètres de protection.

IV-6-A-3-2- Comparaison des temps de transfert numériques des aquifères anisotropes avec les résultats analytiques:

Maintenant, les résultats numériques trouvés dans (IV-6-A-5-1) sont comparés avec les résultats analytiques trouvés par les trois méthodes de : Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006).

IV-6-A-3-2-1- Comparaison avec les résultats de la méthode de Simpson et al. (2003) :

Les temps de transfert numériques trouvés, par la M.E.F, pour les aquifères homogènes anisotropes, à des rapports de k_h/k_v différents, ont été comparés avec les temps de transfert calculés par la méthode de Simpson et al. (2003). Les courbes du temps en fonction de la distance radiale sont données par la figure (IV-29).

La figure (IV-29) montre que la méthode de Simpson et al. (2003) donne des valeurs du temps de transfert inférieures à celles calculées par la M.E.F pour les aquifères homogènes anisotropes. La figure (IV-30) donne les écarts des temps de transfert donnés par la méthode de Simpson et al. (2003) et les valeurs des modèles anisotropes homogènes.

La différence entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par la méthode de Simpson et al. (2003) est assez importante surtout lorsque le rapport k_h/k_v est élevé. Les résultats montrent que cette différence varie entre **0,02** et **35,5 jours** pour $k_h/k_v=50$, entre **0,02** et **63,8 jours** pour $k_h/k_v=100$, entre **0,02** et **114,7 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,05** et **242,2 jours** pour $k_h/k_v=500$ et entre **0,22** et **414,4 jours** pour $k_h/k_v=1000$. En effet, en négligeant l'influence de l'anisotropie, cette méthode sous estime les temps de transfert des particules. Par conséquent, elle sur estime le rayon de périmètre de protection rapproché en lui donnant une valeur égale à : **$r(t=550 \text{ jours})= 255 \text{ m}$** . Cette valeur est grande par rapport aux valeurs des rayons des périmètres de protection des aquifères anisotrope homogènes (tableau (IV-3)). Les écarts entre les rayons de périmètres de protection correspondant à $k_h/k_v=50$, **100**, **200**, **500**, et **1000** et le rayon trouvé par la méthode de Simpson et al. (2003) égalent à : **3 m**, **5 m**, **10 m**, **25 m**, et **45 m** respectivement.

IV-6-A-3-2-2- Comparaison avec les résultats des méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) :

De même, les temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ont été comparés avec ceux calculés analytiquement par la méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006) et la méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006). Les résultats de comparaison sont donnés par la figure (IV-31). Cette figure montre que les valeurs temps de transfert calculées par la méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006) sont très éloignées des valeurs des temps de transfert trouvées numériquement pour les aquifères anisotropes.

La figure (IV-32) donne les écarts des valeurs données par les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) avec les temps de transfert des modèles anisotropes homogènes. La différence entre les temps de transfert numérique et les temps de transfert calculés par cette méthode augmente avec l'augmentation du rapport k_h/k_v . A titre d'exemples, cette différence est entre **0,02** et **97** jours pour $k_h/k_v=50$, entre **0,02** et **125,56** jours pour $k_h/k_v=100$, entre **0,02** et **176,39** jours pour $k_h/k_v=200$, entre **0,02** et **303,94** jours pour $k_h/k_v=500$ et entre **0,02** et **476,14** jours pour $k_h/k_v=1000$. Donc, cette méthode sous estime les temps de transfert des particules. Et par conséquent, elle surestime le rayon du périmètre de protection rapproché en lui donnant une valeur égale à **$r(t=550 \text{ jours})= 267\text{m}$** . Ce rayon de périmètre de protection est supérieur de : **15 m, 17 m, 22 m, 47 m et 57 m**, aux rayons des périmètres de protection des aquifères homogènes anisotropes ayant $k_h/k_v= 50, 100, 200, 500, \text{ et } 1000$ respectivement.

La figure (IV-31) montre que la méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006) estime des valeurs des temps de transfert inférieures à celles trouvées en tenant compte de l'anisotropie dans les calculs numériques. La différence entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form, 2006) est assez importante surtout lorsque le rapport k_h/k_v est élevé. Les résultats montrent que cette différence varie entre **0,02** et **35,24** jours pour $k_h/k_v=50$, entre **0,02** et **63,57** jours pour $k_h/k_v=100$, entre **0,02** et **114,4** jours pour $k_h/k_v=200$, entre **0,02** et **241,6** jours pour $k_h/k_v=500$ et entre **0,06** et **414,15** jours pour $k_h/k_v=1000$. Ceci mène à conclure que la méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006) sous estime les temps de transfert, en négligeant l'effet de

l'anisotropie. Et par conséquent, elle sur estime le rayon du périmètre de protection rapproché en lui donnant une valeur égale à : $r(t=550 \text{ jours})= 266,5\text{m}$. Ce rayon marque un écart égal à : **15 m, 17 m, 22 m, 47 m** et **57 m** des rayons de périmètres de protection correspondant à $k_h/k_v=50, 100, 200, 500,$ et **1000**, respectivement.

IV-6-A-3-3- Conclusion :

Le modèle numérique d'un aquifère isotrope homogène à nappe libre non influencée par la recharge, sous estime les temps de transfert. Ce qui a été conclue en comparant ses résultats par rapport aux résultats des aquifères anisotropes homogènes à nappe libre non influencée par la recharge. Donc, la négligence du facteur de l'anisotropie dans les modèles numériques mène à une surestimation des périmètres de protection.

Les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006), elles, aussi, sous estiment les temps de transfert des particules, en négligeant l'anisotropie du sol. Ceci a amené à donner des valeurs grandes des rayons des périmètres de protection rapprochés. Donc, ces méthodes ne peuvent être appliquées à des cas réels où l'anisotropie du sol et non négligée. En conclusion, ces méthodes doivent être améliorées en tenant en considération le facteur de l'anisotropie du sol.

Les valeurs des rayons des périmètres de protection pour les différentes méthodes, analytiques et numériques sont données sur le tableau (IV-3).

IV-6-B- Etude de l'influence de l'anisotropie lorsque ($k_h < k_v$) :

IV-6-B-1- Description des modèles simulés ($k_h < k_v$) :

La description des modèles simulés est la même comme dans le paragraphe (IV-6-A-1). Néanmoins, k_v est considérée inférieure à k_h . Des modèles pour $k_h/k_v=0.5, 0.2, 0.1, 0.05, 0.02, 0.01, 0.005, 0.002$ et 0.001 ont été simulés. Donc, des valeurs de $k_v/k_h=2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500$ et 1000 ont été entrées en définissant les matériaux.

IV-6-B-2 Validation par le logiciel SEEP/W des modèles anisotropes homogènes non influencés par l'effet de recharge en régime permanent ($k_h < k_v$) :

La figure (IV-33) donne une comparaison entre les différentes surfaces libres des différents aquifères. Cette figure montre que l'élévation de la surface de suintement diminue, en diminuant le rapport k_h/k_v . En fait, en diminuant le rapport k_h/k_v , la valeur de la composante verticale de la conductivité hydraulique, k_v augmente. Ce qui augmente la contribution de l'écoulement vertical. Ceci provoque l'augmentation du débit de pompage et par conséquent, l'élévation du rabattement.

IV-6-B-3- Calcul des temps de transfert pour les aquifères anisotrope homogènes non influencés par l'effet de recharge en régime permanent ($k_h < k_v$):

Les modèles simulés par SEEP/W sont exploités, par CTRAN/W, pour le calcul numérique des temps de transfert. Par la suite, une comparaison est effectuée entre le calcul numérique et analytique par les trois méthodes de : Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006).

IV-6-B-3-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour les aquifères anisotropes homogènes non influencés par la recharge verticale :

La figure (IV-34) donne la variation du temps de transfert en fonction de la distance radiale r , pour différents rapports k_h/k_v . Cette figure montre que les temps de transfert, à chaque distance radiale r se superposent presque pour tous les rapports k_h/k_v . Les écarts sont faibles. Ils ne dépassent pas **12 jours**. Les calculs montrent que les différences entre le temps de transfert trouvé pour les aquifères homogènes anisotropes et celui trouvé pour l'aquifère homogène isotrope s'agrandit légèrement en diminuant le rapport k_h/k_v . Cette diminution du temps de transfert qui accompagne la diminution du rapport k_h/k_v est expliquée par le fait de diminuer le rapport d'anisotropie, la valeur de la composante verticale augmente. Et donc, la participation de l'écoulement vertical augmente. Ceci augmente la vitesse de l'écoulement. Par conséquent, les particules prennent moins de temps, par rapport à celui du modèle isotrope, pour arriver au puits de pompage. Et ceci s'accorde bien avec les résultats trouvés pour le débit et le rabattement.

Les valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés sont données sur le tableau (IV-4).

Le tableau (IV-4), montre que les rayons des périmètres de protection rapprochés prennent presque la même valeur pour tous les rapports d'anisotropie k_h/k_v . Une légère augmentation de l'ordre de quelques centimètres est remarquée en diminuant le rapport k_h/k_v . Donc, le fait d'avoir une anisotropie horizontale n'influe pas beaucoup sur le calcul des périmètres de protection.

IV-6-B-3-2- Comparaison des temps de transfert numériques des aquifères anisotropes avec les résultats analytiques:

IV-6-B-3-2-1- Comparaison avec les résultats de la méthode de Simpson et al. (2003) :

La figure (IV-35) illustre la comparaison entre les temps de transfert trouvés pour les différents rapports k_h/k_v , tel que $k_h < k_v$, et les temps de transfert calculé par la méthode de Simpson et al. (2003).

La figure (IV-35) montre que les valeurs du temps de transfert trouvées par la méthode de Simpson et al. (2003) se superpose aux valeurs du temps de transfert calculées par la M.E.F pour les aquifères homogènes anisotropes, tel que $k_h < k_v$. La différence entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par la méthode de Simpson et al. (2003) est faible et ne dépasse pas les **7 jours**. En effet, le fait de négliger l'influence de l'anisotropie verticale par la méthode de Simpson et al. (2003) n'a pas une grande influence sur le calcul des temps de transfert. De même, les rayons des périmètres de protection estimés pour les aquifères homogènes anisotropes, tel que $k_h < k_v$, sont supérieurs du rayon estimé par la méthode de Simpson et al. (2003) d'une valeur très faible qui ne dépasse pas les **2 m**.

IV-6-B-3-2-2- Comparaison avec les résultats des méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) :

De même, les temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ont été comparés avec ceux calculés analytiquement par la méthode de Chapuis et

Chesnaux (« closed form », 2006) et la méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006). Les résultats de comparaison sont donnés par la figure (IV-36).

La figure (IV-36) montre que les valeurs temps de transfert calculées par la méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006) sont très éloignées des valeurs des temps de transfert trouvées numériquement pour les aquifères anisotropes.. A titre d'exemples, la différence entre les valeurs trouvées par la méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006) et les valeurs numériques est de **0,01** et **59,5439 jours** pour $k_h/k_v=0,02$, de **0,01** et **58,9339 jours** pour $k_h/k_v=0,01$, de **0,01** et **58,6739 jours** pour $k_h/k_v=0,005$, de **0,01** et **58,23391 jours** pour $k_h/k_v=0,002$ et de **0,01** et **58,07391 jours** pour $k_h/k_v=0,001$. Il est bien remarqué que l'écart diminue en diminuant le rapport d'anisotropie. Donc, cette méthode sous estime les temps de transfert des particules. Et par conséquent, elle surestime le rayon du périmètre de protection rapproché en lui donnant une valeur égale à **$r(t=550 \text{ jours})= 267\text{m}$** . Ce rayon de périmètre de protection est supérieur de : 11m, 10,5 m, 10,3 m, 10,1 m et 10 m, aux rayons des périmètres de protection des aquifères homogènes anisotropes ayant $k_h/k_v=0,02$; 0,01 ; 0,005 ; 0,002, et 0,001 respectivement.

La figure (IV-36) montre que la méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006) estime des valeurs des temps de transfert inférieures à celles trouvées en tenant compte de l'anisotropie dans les calculs numériques. La différence entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form, 2006) est faible surtout lorsque le rapport k_h/k_v est élevé. Les résultats montrent que cette différence ne dépasse pas les 6 jours. Ceci mène à conclure que la méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006) donne presque les même temps de transfert que ceux trouvés pour les modèles homogènes anisotropes, tel que $k_h < k_v$. Et par conséquent, elle estime un rayon du périmètre de protection rapproché qui s'approche des rayons trouvés numériquement pour les modèles homogènes anisotropes. Le rayon trouvé par cette méthode marque un écart faible égal à : 1 m, 1,5 m, 1,7 m, 1,9 m et 2 m des rayons de périmètres de protection correspondant à $k_h/k_v= 0,02$; 0,01 ; 0,005 ; 0,002 et 0,001, respectivement.

IV-B-A-3-3- Conclusion :

Le modèle numérique d'un aquifère isotrope homogène à nappe libre non influencée par la recharge, donne les même temps de transfert que les modèles homogènes anisotropes, $k_h < k_v$. Donc, la négligence du facteur de l'anisotropie horizontale dans les modèles numériques n'influe pas beaucoup sur l'estimation des périmètres de protection.

Les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006), elles, aussi, donnent presque les mêmes temps de transfert, que les modèles homogènes anisotropes, tel que $k_h < k_v$. Les rayons calculés par ces deux méthodes sont inférieurs des rayons trouvés pour les modèles homogènes anisotropes par des écarts faibles. Par contre, la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) mène à calculer un rayon de périmètre de protection supérieur aux rayons trouvés pour les modèles homogènes anisotropes, tel que $k_h < k_v$.

Les valeurs des rayons des périmètres de protection pour les différentes méthodes, analytiques et numériques sont données sur le tableau (IV-4).

IV-7- Etude de l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert pour un aquifère anisotrope homogène à nappe libre influencée par la recharge :

Dans cette partie du travail, nous traitons l'effet de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert pour des aquifères horizontaux, homogènes, anisotropes, à nappe libre, influencés par une recharge verticale. Comme nous il a été déjà fait pour les autres aquifères traités précédemment, une validation et un calcul des surfaces de suintement sont faits à l'aide du logiciel SEEP/W et un calcul des temps de transfert est fait par CTRAN/W. Par la suite, les résultats trouvés par le CTRAN/W, sont comparés avec les résultats analytiques des méthodes de Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005).

IV-7-1- Validation et calcul des surfaces de suintement des modèles d'aquifères homogènes anisotropes homogène influencé par l'effet de recharge verticale en régime permanent à l'aide du logiciel SEEP/W :

Avant de procéder au calcul des temps de transfert, une validation des modèles analysés et un calcul des surfaces de suintement sont nécessaires. Mais, d'abord, nous devons présenter les modèles d'aquifères anisotropes influencés par la recharge analysés.

IV-7-1-1- Présentation des modèles simulés :

Des aquifères horizontaux, homogènes, anisotropes, à nappe libre. Chacun des aquifères est rechargé par une infiltration verticale $W=200 \times 10^{-3}/365= 0,54794521 \times 10^{-3}$ m/jour (revoir (IV-5-1-1)). Tous les aquifères sont de la même longueur qui est 303 m.

Un puits de pompage, d'un rayon égal à 0,1m, est totalement pénétré dans chaque aquifère et pompe un débit $Q_w=1300$ m³/jour. Un rabattement de 4m est atteint en régime permanent. Une charge hydraulique de 6 m est imposée, à chaque puits de pompage dans chaque aquifère, tandis qu'une charge hydraulique de 10 m est imposée à R=303m.

IV-7-1-1-1- Conductivités hydrauliques et teneur en eau :

Chaque aquifère contient un matériau de conductivité anisotrope. En fait, cette anisotropie est définie, en laissant la même composante horizontale k_h pour tous les aquifères tandis que le rapport d'anisotropie k_h/k_v est changé. Donc chaque matériau dans chaque aquifère a son propre rapport k_h/k_v . La composante verticale de la conductivité hydraulique est définie par une valeur en saturation est égale à 6×10^{-4} m/s. La fonction de Fredlund et Xing est choisie pour définir la conductivité hydraulique jorizontale. Une illustration de cette fonction est donnée par la figure (IV-1). La composante verticale, k_v , est changée en modifiant le rapport k_h/k_v . Il a été choisi de simulé les modèles ayant des valeurs du rapport d'anisotropie, k_h/k_v , égales à: 0,001 ; 0,002 ; 0,005 ; 0,01 ; 0,02 ; 0,05 ; 0,1 ; 0,2 ; 0,5 ; 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 et 1000.

Nous avons choisi une teneur en eau volumique $n_e=0,35$ à la saturation. La variation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle est donnée par la figure (IV-2).

IV-7-1-1-2-Maillage :

Pour tous les aquifères étudiés, nous avons opté pour le maillage décrit dans le paragraphe (IV-4), prouvé qui est le meilleur pour étudier l'écoulement et pour traiter le problème de calcul des temps de transfert.

IV-7-1-1-3- Conditions aux limites :

Un débit unitaire, exprimant la recharge, $W=0,54794521 \times 10^{-3}$ m/jour, est imposé sur le toit de chaque aquifère. Ainsi, une charge hydraulique égale à 10 m pour $r=303$ m, est imposée pour chaque aquifère. Et au puits de chaque aquifère, une charge hydraulique de 6m est imposée. Et pour calculer les surfaces de suintement, des charges hydrauliques égales à l'élévation sont imposées pour $r=0,1$ m et $6 \text{ m} < y \leq 9$ m.

IV-7-1-1-4- Résultats :

Pour calculer la surface de suintement pour chacun des aquifères, la même démarche itérative décrite en (IV-3-4) est optée.

Ainsi, la surface libre de la nappe phréatique, pour chaque aquifère est tracée. Les courbes sont données par la figure (IV-37) pour ($k_h > k_v$) et par la figure (IV-38) pour ($k_h < k_v$). La figure (IV-37) et la figure (IV-38), montrent que la valeur de l'élévation de la surface de suintement augmente quand le rapport d'anisotropie augmente. Donc, le rabattement diminue en augmentant le rapport d'anisotropie k_h/k_v .

La figure (IV-39) donne le débit dans les aquifères homogènes anisotropes en fonction du rapport d'anisotropie k_h/k_v , tel que ($k_h > k_v$). Cette figure montre que le débit diminue lorsque le rapport d'anisotropie augmente. Ceci s'explique par l'augmentation de l'élévation de la surface de suintement, influencée par l'effet d'anisotropie, qui donne un rabattement qui diminue en augmentant le rapport d'anisotropie. En fait, en

laissant la composante horizontale k_h constante et en augmentant le rapport d'anisotropie, la composante verticale k_v diminue par conséquent. Donc, la participation de l'écoulement vertical, dans l'écoulement total, diminue. Ceci implique la diminution du rabattement. Et puisque le rabattement diminue donc, le volume d'eau pompé par jour diminue.

IV-7-2- Calcul des temps de transfert pour les aquifères homogènes anisotropes à nappe libre influencés par la recharge verticale en régime permanent :

Après validations des modèles analysés par SEEP/W, les calculs des temps de transfert dans les différents aquifères anisotropes influencés par la recharge sont faits à l'aide du logiciel CTRAN/W. Par la suite, une comparaison entre le calcul numérique de CTRAN/W et le calcul analytique des méthodes de : Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005) est faite.

IV-7-2-1- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge verticale :

Une fois validés par SEEP/W, les modèles des aquifères homogènes anisotropes sont analysés par CTRAN/W afin de calculer les temps de transfert des particules. Ces dernières sont injectées dans chacun des sept aquifères anisotropes. Les coordonnées des particules sont données sur le tableau (IV-2).

Aucun changement n'est effectué ni aux matériaux des aquifères ni au maillage. Les figure (IV-40) et (IV-41) donnent les temps de transfert en fonction de la distance radiale pour les différents aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge verticale, pour $k_h > k_v$ et $k_h < k_v$, respectivement. Pour la comparaison, la courbe du temps de transfert en fonction de la distance radiale pour l'aquifère homogène isotrope influencé par la recharge est rajoutée.

La figure (IV-40), montre que le temps de parcours des particules ayant la même position augmente proportionnellement avec le rapport d'anisotropie k_h/k_v . En fait, la diminution de la composante verticale de la conductivité hydraulique, k_v , par l'augmentation du rapport d'anisotropie fait ralentir l'écoulement. Ce ralentissement d'écoulement implique que les particules mettent plus de temps pour arriver au puits dans les aquifères à k_h/k_v grand. L'écart entre le temps de transfert trouvé pour les aquifères homogènes anisotropes et celui trouvé pour l'aquifère homogène isotrope s'agrandit énormément pour les rapports de k_h/k_v élevés. Cet écart varie entre **0,02** et **73,57 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,02** et **178,79 jours** pour $k_h/k_v=500$ et enfin entre **0,02** et **352,02 jours** pour $k_h/k_v=1000$.

En effet, le fait de négliger l'influence de l'anisotropie ($k_h > k_v$), mène à sous estimer les temps de transfert. Et ceci ramène à surestimer les rayons périmètres de protection rapprochés. Le tableau (IV-5) donne les valeurs des rayons des périmètres de protection.

Le tableau (IV-5), montre que le rayon de périmètre de protection rapproché diminue lorsque le rapport d'anisotropie k_h/k_v augmente. Pour $k_h/k_v=1000$, il a été remarqué que le rayon de périmètre de protection est plus petit du rayon du périmètre de protection pour le cas isotrope homogène de **40 m**. Ce qui présente un écart important. Donc, le fait de négliger l'influence de l'anisotropie ($k_h > k_v$) surestime les périmètres de protection.

Par contre, la figure (IV-41) montre que les temps de transfert pour les cas $k_h < k_v$ se superpose presque aux temps de transfert trouvé pour le cas isotrope homogène. Ces derniers sont supérieurs aux temps trouvés pour $k_h/k_v=0,001$ d'un écart ne dépassant pas les 7 jours. C'est le plus grand écart trouvé entre le cas isotrope homogène et les cas anisotropes homogènes. Donc, cette anisotropie n'a pas une grande influence sur le calcul des périmètres de protection. Le tableau (IV-6) montre les différentes valeurs des rayons des périmètres de protection pour $k_h < k_v$. Ce tableau montre des légères différences entre les rayons trouvés pour les cas homogènes anisotropes ($k_h < k_v$) et le rayon trouvé pour le cas isotrope homogène.

IV-7-2-2- Comparaison des temps de transfert numériques des aquifères anisotropes avec les résultats analytiques:

Les valeurs du temps de transfert trouvées par CTRAN/W, dans (IV-7-2-1), sont comparées avec les valeurs du temps de transfert calculés analytiquement par les quatre méthodes de : Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005).

IV-7-2-2-1- Comparaison avec les résultats de la méthode de Simpson et al. (2003) :

Les résultats de comparaison entre les temps de transfert numériques des aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge et ceux de Simpson et al. (2003) sont donnés par la figure (IV-42) pour $k_h > k_v$ et la figure (IV-45) pour $k_h < k_v$.

En effet, la méthode de Simpson et al. (2003) ne tient pas en compte des deux composantes traitées dans les modèles numériques qu'il s'agit de la recharge verticale et de l'anisotropie. Ce qui ramène cette méthode à sous estimer les temps de transfert des particules. Premièrement, elle néglige le rôle de la recharge verticale qui est prouvée avoir un rôle sur le calcul des temps de transfert (paragraphe IV-5-2). De plus, d'après (IV-7-2-1) l'anisotropie ($k_h > k_v$) fait ralentir la vitesse de l'écoulement. Ce qui exige aux particules de mettre plus de temps pour arriver au puits.

La figure (IV-42) montre que les temps de transfert trouvés par la méthode de Simpson et al. (2003) sont inférieurs aux temps de transfert trouvés pour les aquifères homogènes anisotropes ($k_h > k_v$). Ceci remarqué clairement pour k_h/k_v élevé. A titre d'exemple, l'écart entre les temps de transfert numérique et ceux qui sont calculés par la méthode de Simpson et al (2003) varie entre **0,0005** et **92,83 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,0005** et **196,76 jours** pour $k_h/k_v=500$ et enfin entre **0,0004** et **369,9 jours** pour $k_h/k_v=1000$. Ces écarts sont plus grands que ceux trouvés pour la même méthode mais sans tenir de l'effet de recharge.

Enfin, la sous estimation des temps de transfert par la méthode de Simpson et al. (2003) implique la surestimation du rayon du périmètre de protection. Les rayons des

périmètres de protection des aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge verticale, donnés par le tableau (IV-6) sont inférieurs au rayon donné par la méthode de Simpson et al. (2003). Une différence de **40 m** est remarquée pour $k_h/k_v=1000$, de **23m** pour $k_h/k_v=500$ et de **10m** pour $k_h/k_v=200$.

Pour $k_h < k_v$, la figure (IV-45) montre que les temps de transfert trouvés par la méthode de Simpson et al. (2003) restent inférieurs toujours aux temps de transfert trouvés pour les cas homogènes anisotropes. Mais les écarts cette fois ci sont faibles. L'écart maximal trouvé est de **17 jours** qui correspond au rapport d'anisotropie $k_h/k_v=0,5$. De même, le tableau (IV-6) montre que les rayons des périmètres de protection calculés pour les aquifères homogènes anisotropes ($k_h < k_v$) n'excède le rayon de périmètre de protection trouvé par la méthode de Simpson et al. (2003) que par des écarts trop faibles ne dépassant pas les deux mètres.

IV-7-2-2-2- Comparaison avec les résultats de la méthode de Chapuis et Chesnaux (2006) :

Les résultats de comparaison sont illustrés sur la figure (IV-43) pour $k_h > k_v$ et sur la figure (IV-45) pour $k_h < k_v$.

Les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) négligent l'effet de l'alimentation de l'aquifère par la recharge et l'influence de l'anisotropie sur le calcul des temps de transfert des particules. De ce fait, ces méthodes sous estiment les temps de transfert surtout pour les aquifères où le rapport k_h/k_v est grand.

L'écart entre les temps de transfert numérique $k_h > k_v$ et ceux qui sont calculés par la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) varie entre **0,0005** et **92,58 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,0005** et **196,4230 jours** pour $k_h/k_v=500$ et enfin entre **0,0004** et **369,6530 jours** pour $k_h/k_v=1000$. De même, le tableau (IV-5) montre que le rayon de périmètre de protection trouvé par cette méthode est supérieur aux rayons trouvés pour les modèles homogènes anisotropes de **40 m** pour $k_h/k_v=1000$, de **23m** pour $k_h/k_v=500$ et de **10m** pour $k_h/k_v=200$.

Pour $k_h < k_v$, la figure (IV-45) montre que les temps de transfert trouvés par la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) restent inférieurs aux temps de transfert trouvés pour les cas homogènes anisotropes. Mais les écarts cette fois ci sont faibles. L'écart maximal trouvé est de **16,66 jours** qui correspond au rapport d'anisotropie $k_h/k_v=0,5$. De même, le tableau (IV-6) montre que les rayons des périmètres de protection calculés pour les aquifères homogènes anisotropes ($k_h < k_v$) n'excède le rayon de périmètre de protection trouvé par la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) que par des écarts trop faibles ne dépassant pas les deux mètres.

Comme il est déjà cité dans (IV-4-3-1), la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006), met une simplification qui dit que la valeur moyenne de la charge hydraulique $h_{\text{average}}=0,95h_i+0,005h$, où : h_i est la grande valeur à la distance la plus éloignée r_i et h est la petite valeur à la petite distance r (Chapitre II). Cette hypothèse n'a pas un argument physique en hydrogéologie. De ce fait, cette méthode donne des valeurs éloignées par rapport aux valeurs des temps trouvées numériquement.

L'écart entre les temps de transfert numérique $k_h > k_v$ et ceux qui sont calculés par la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) varie entre **0,0005** et **154,57 jours** pour $k_h/k_v=200$, entre **0,0005** et **258,41 jours** pour $k_h/k_v=500$ et enfin entre **0,0004** et **431,64 jours** pour $k_h/k_v=1000$. De même, le tableau (IV-5) montre que le rayon de périmètre de protection trouvé par cette méthode est supérieur aux rayons trouvés pour les modèles homogènes anisotropes de **52 m** pour $k_h/k_v=1000$, de **35 m** pour $k_h/k_v=500$ et de **22m** pour $k_h/k_v=200$.

L'écart entre les temps de transfert numérique $k_h < k_v$ et ceux qui sont calculés par la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) varie entre **0,05** et **72,27 jours** pour $k_h/k_v=0,001$, entre **0,007** et **78,65 jours** pour $k_h/k_v=0,5$. De même, le tableau (IV-6) montre que le rayon de périmètre de protection trouvé par cette méthode est supérieur aux rayons trouvés pour les modèles homogènes anisotropes de **10 m** pour $k_h/k_v=0,001$, de **12m** pour $k_h/k_v=0,5$.

Ainsi, en négligeant l'effet de l'anisotropie et l'influence de la recharge verticale sur le calcul des temps de transfert, les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) surestiment les rayons périmètres de protection rapprochés.

IV-7-2-2-3- Comparaison avec les résultats des méthodes de Chesnaux et al. (2005) :

Par apposition aux trois méthodes précédentes, la méthode de Chesnaux et al. (2005) fait intervenir la recharge verticale dans le calcul des temps de transfert. Néanmoins, elle néglige l'effet de l'anisotropie. En plus, les auteurs de la méthode montrent qu'en comparant leurs résultats analytiques avec les résultats numériques pour des aquifères anisotropes, dont le rapport $k_v/k_h=10^{-3}$, 10^{+3} , 10^{+2} , 10^{-2} , 10^{+1} et 10^{-1} , que les temps de transfert numériques pour les cas anisotropes cités sont identiques à ceux calculés par leur méthode analytique. Ce qui est contradictoire avec les résultats trouvés dans ce travail illustrés sur la figure (IV-44) et la figure (IV-45).

Ces figures montrent que la courbe du temps en fonction de la distance radiale donnée par la méthode de Chesnaux et al. (2005) est une droite linéaire. En fait, la méthode de Chesnaux et al. (2005) donne des valeurs du temps de transfert supérieures aux valeurs numériques pour ($k_h > k_v$) pour $r < 11$ m. Pour $r > 11$ m, cette méthode donne des valeurs du temps de transfert très inférieures aux valeurs numériques. Les écarts varient de **1,05 à 974,05 jours** pour $k_v/k_h = 1000$, de **1 à 801,22 jours** pour $k_v/k_h = 500$, et de **0,16 à 697,38 jours** pour $k_v/k_h = 200$.

Pour ($k_h < k_v$) pour $r < 43$ m, cette méthode donne des temps de transfert inférieurs aux temps de transfert calculés par la M.E.F. Pour $r > 43$ m, cette méthode donne des valeurs du temps de transfert très inférieures aux valeurs numériques. Les écarts varient de **8,83 à 621,46 jours** pour $k_v/k_h = 0,5$, de **8,7 à 616,06 jours** pour $k_v/k_h = 0,01$, et de **8,69 à 616,08 jours**.

Ainsi, en calculant, le rayon du périmètre de protection rapproché, à qui correspond un temps de parcours de 550 jours, une valeur de r ($t=550$ jours) = **782,58 m** a été trouvée. C'est une valeur très grande qui dépasse le rayon d'influence. Ce rayon est plus grand des rayons trouvés numériquement de **527 à 577 m**.

IV-7-2-3- Conclusion :

Dans cette partie du travail, deux composantes essentielles dans le calcul numérique des temps de transfert ont été étudiées : l'alimentation par la recharge verticale et l'anisotropie.

Les temps de transfert des particules augmentent lorsque le rapport d'anisotropie augmente. Ceci est dû au fait que l'écoulement est ralenti en diminuant la participation de la conductivité hydraulique verticale. Donc, les particules prennent plus de temps pour arriver au puits de pompage. Donc, plus le temps de transfert augmente, plus le rayon de périmètre de protection diminue. Donc, le fait de négliger l'effet de l'anisotropie sur l'estime les rayons des périmètres de protection des aquifères homogènes anisotropes alimentés par une recharge verticale pour ($k_h > k_v$).

Les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006), donnent des expressions du temps de transfert en fonction de la distance r , mais négligent l'anisotropie et la recharge de la nappe. Donc, elles sous estiment les temps de transfert et par conséquent, donnent des valeurs aux rayons des périmètres de protection grandes.

La méthode de Chesnaux et al. (2005), par contre, fait intervenir l'influence de la recharge verticale dans l'expression du temps en fonction de la distance. Cependant, elle néglige l'effet de l'anisotropie. Donc, elle sous estime le temps de transfert et donne une valeur au rayon de périmètre de protection très grande, et qui dépasse le rayon d'influence.

Donc, les quatre méthodes analytiques traitées aboutissent à des périmètres de protections grands. Le tableau (IV-5) et le tableau (IV-6) récapitulent les valeurs des rayons des périmètres de protection. Donc, ces méthodes doivent être améliorées afin de mieux traiter le calcul des temps de transfert dans des aquifères homogènes anisotropes à nappes libres alimentées par une recharge.

IV-8- Etude de l'effet de l'hétérogénéité sur le calcul des temps de transfert :

Dans cette partie de cette étude, le temps de transfert pour des aquifères stratifiés isotropes est calculé. Les résultats de chaque modèle stratifié sont comparés avec les résultats du modèle homogène anisotrope équivalent.

IV-8-1- Modèles simulés :**IV-8-1-1- Modèles stratifiés et isotropes :**

5 aquifères à nappe libre, horizontaux, d'épaisseur constante égale à 12 m, stratifiés sont. Chaque couche de ces aquifères est considérée homogène et isotrope. La longueur de chaque aquifère est de 303 m. Nous donnons les numéros suivants à ces aquifères : 1', 2', 3', 4', et 5'. Chaque aquifère est rechargée par un lac à une charge constante $H_R=10\text{m}$, à une distance égale à 303 m. Un puits de pompage de rayon $r_w=0.1$ m pénètre, complètement, dans chaque aquifère. La charge au puits est fixée à $h_w=6$ m. Un débit total nul est imposé à la base de chaque aquifère. L'écoulement dans se fait en régime permanent.

Les aquifères 1, 2 et 3 sont formés de 2 couches de 6m d'épaisseur. La conductivité hydraulique saturée de la couche supérieure est égale à 0.0006m/s pour chaque aquifère. La conductivité hydraulique saturée de la couche inférieure prend les valeurs suivantes : 0.0001 m/s, 0.0002 m/s, 0.0003 m/s pour les aquifères 1, 2 et 3 successivement. L'aquifère 4 est formé de trois couches de 4 m. Les conductivités hydrauliques à la saturation de chaque couche sont, du haut vers le bas, égales à : 0.0007m/s, 0.0006 m/s et 0.0004 m/s. L'aquifère 5 est formé de quatre couches de 3 m. Les conductivités hydrauliques à la saturation de chaque couche sont, du haut vers le bas, égales à : 0.0008 m/s, 0.0007m/s, 0.0006 m/s et 0.0004 m/s.

IV-8-1-2-Modèles homogènes et anisotropes équivalents :

5 aquifères à nappe libre, horizontaux, d'épaisseur constante égale à 12 m, homogènes et anisotropes sont considérés. La longueur de chaque aquifère est de 303m. Les numéros suivants sont donnés à ces aquifères : 1', 2', 3', 4', et 5'. Chaque aquifère

est rechargée par un lac à une charge constante $H_R=10\text{m}$, à une distance égale à 303 m. Un puits de pompage de rayon $r_w=0.1$ m pénètre, complètement, dans chaque aquifère. La charge au puits est fixée à $h_w=6$ m. Un débit total nul est imposé à la base de chaque aquifère. Le pompage se fait en régime permanent.

Les aquifères homogènes anisotropes considérés, 1', 2', 3', 4', et 5', sont les équivalents des aquifères stratifiés isotropes, 1, 2, 3, 4, et 5, respectivement, définis dans le paragraphe (IV-8-1-1). Les conductivités hydrauliques de ces modèles équivalents sont définies par la courbe de conductivité hydraulique k_h et le rapport d'anisotropie n . Ce dernier est calculé à partir de la conductivité hydraulique horizontale équivalente notée $k_{h,\text{équi}}$ et la conductivité hydraulique verticale équivalente notée $k_{v,\text{équi}}$ du cas stratifié isotrope correspondant, tel que $n = k_{h,\text{équi}} / k_{v,\text{équi}}$. Notons que $k_{h,\text{équi}}$ et $k_{v,\text{équi}}$ sont données, dans le chapitre I, par les équations (I-3) et (I-7) respectivement. Ainsi le tableau (IV-7) donne les valeurs de $k_{h,\text{équi}}$, $k_{v,\text{équi}}$, et n des différents aquifères équivalents.

IV-8-1-3- Maillage, conditions aux limites et paramètres numériques de convergence considérés dans les simulations des modèles décrits ci-dessus :

Pour tous les aquifères étudiés, les isotropes stratifiés ou les anisotropes homogènes, il a été opté pour le maillage décrit dans le paragraphe (IV-4). Ce maillage est constitué de 92687 nœuds et 91167 éléments.

Dans tous les modèles simulés, une charge hydraulique égale à 10 m a été imposée à $r=303\text{m}$. Tandis qu'au puits de pompage de chaque aquifère, une charge hydraulique de 6 m a été imposée. Et pour calculer les surfaces de suintement, des charges hydrauliques égales à l'élévation pour $r=0,1$ m et $6\text{ m} < y \leq 9$ m ont été imposées.

IV-8-2- Validation des modèles par SEEP/W :

Les simulations des modèles stratifiés et des modèles équivalents homogènes ont aboutit au traçage des courbes $h(r)$. De ce fait, nous avons pu tracer les surfaces

libres des nappes phréatiques, tout en calculant les surfaces de suintement. La figure (IV-46) montre les différentes surfaces de suintement.

La figure (IV-46), montre que les surfaces libres des nappes phréatiques se superposent pour tous les aquifères homogènes anisotropes équivalents. Ainsi, l'élévation de la surface de suintement est la même pour tous ces aquifères et elle est égale à **7,4 m**, qui est la même pour le cas homogène isotrope traité dans le paragraphe (IV-3). Ce résultat est trouvé car le rapport d'anisotropie est très proche de 1 ($n=k_h/k_v \approx 1$). Nous pouvons dire que les aquifères homogènes équivalents sont isotropes.

En analysant les cas hétérogènes isotropes, il a été remarqué que les élévations des surfaces de suintement diminuent de l'aquifère 1 à l'aquifère 5. Ceci peut être expliqué par le fait que la conductivité hydraulique horizontale de la couche inférieure, de l'aquifère 1, est la plus petite par rapport aux autres conductivités hydrauliques. Donc, donc le rabattement est moins par rapport aux autres aquifères.

IV-8-3- Calcul des temps de transfert par CTRAN/W :

Après analyse des modèles hétérogènes et des modèles équivalents par SEEP/W, les temps de transfert des particules données dans le tableau (IV-1) sont calculés, dans les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères homogènes anisotropes. Les courbes des temps de transfert en fonction de la distance radiale sont données sur la figure (IV-47). La figure (IV-48) donne les écarts entre les temps de transfert des modèles stratifiés par rapport aux modèles anisotropes homogènes équivalents.

D'après la figure (IV-47), il a été remarqué que les temps de transfert sont plus grands dans les aquifères homogènes anisotropes équivalents que dans les aquifères hétérogènes isotropes. Donc, pour arriver au puits, les particules prennent un temps plus grand, dans les milieux anisotropes homogènes que dans les milieux isotropes hétérogènes. De ces résultats, il est à dire que les aquifères anisotropes équivalents ne peuvent pas remplacer les aquifères hétérogènes isotropes dans le calcul des temps de transfert. Pour plus d'analyse des résultats numériques sont comparés avec les résultats analytiques.

IV-8-3-1- Comparaison des résultats numériques avec les résultats analytiques :

Puisque les méthodes analytiques calculent les temps de transfert pour des milieux isotropes homogènes, l'application de ces méthodes est impossible pour des milieux hétérogènes. Donc, les résultats de ces méthodes analytiques sont comparés avec les temps de transfert trouvés dans les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères homogènes anisotropes équivalents, en introduisant les conductivités hydrauliques des aquifères homogènes anisotropes équivalents.

Les figures (IV-49), (IV-50), (IV-52), montrent la comparaison avec les résultats de la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006), la méthode de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) et la méthode de Simpson et al. (2003), respectivement.

Les figure (IV-51) et (IV-53) donnent les écarts des résultats des méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) et de la méthode de Simpson et al. (2003) par rapport aux résultats des modèles stratifiés. Les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) donnent des résultats qui s'éloignent des résultats trouvés par CTRAN/W pour les aquifères hétérogènes isotropes comme pour les aquifères homogènes anisotropes équivalents. Cependant, les temps de transfert trouvés par la méthode de Simpson et al. (2003) se trouvent dans s'approchent des résultats trouvés pour les deux types d'aquifère.

IV-8-3-2-Conclusion :

De ce fait, les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux(2006) (simplifiée et closed form) ne peuvent être appliquées pour les aquifères hétérogènes isotropes, ni pour leurs aquifères équivalents.

Parmi les méthodes analytiques traitées pour l'étude d'hétérogénéité, la méthode de Simpson et al. (2003) paraît qu'elle donne des résultats s'approchant des résultats trouvés pour les aquifères hétérogènes isotropes et des résultats trouvés pour les aquifères équivalents homogènes anisotropes.

Tableau (IV-1) : Numéros et coordonnées des particules injectées dans l'aquifère isotrope, homogène, à nappe libre et non influencé par la recharge :

Numéro de particule	X (m)	Y (m)
1	300	10
2	267,78833	9,95
3	236,97812	9,9
4	209,7691	9,85
5	185,76115	9,8
6	145,94794	9,7
7	114,93767	9,6
8	71,723346	9,4
9	45,314589	9,2
10	28,709085	9
11	18,505703	8,8
12	11,903515	8,6
13	7,702122	8,4
14	4,7011273	8,2
15	2,9005305	8
16	1,5000663	7,8

Tableau (IV-2) : Coordonnées des particules injectées dans l'aquifère isotrope, homogène, à nappe libre influencées par la recharge verticale.

Numéro de particule	X (m)	Y (m)
1	300	10
2	264,18714	9,95
3	231,57633	9,9
4	203,36698	9,85
5	179,15895	9,8
6	139,94595	9,7
7	109,73594	9,6
8	68,522281	9,4
9	43,313926	9,2
10	27,508687	9
11	17,705438	8,8
12	11,503382	8,6
13	7,3019894	8,4
14	4,7011273	8,2
15	2,7004642	8
16	1,5000663	7,8
17	1	7,7
18	0,7	7,6
19	0,3	7,5

Tableau (IV-3) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes, ($k_h > k_v$)) et analytiques :

Méthodes et/ou modèle de calcul des temps de transfert	r (t=550 jours) (m)	Ecart en %
Modèle numérique ($k_h/k_v=1$)	255 m	0
Modèle numérique ($k_h/k_v =2$)	254,7 m	0,12
Modèle numérique ($k_h/k_v= 5$)	254,5 m	0,2
Modèle numérique ($k_h/k_v =10$)	254,2 m	0,3
Modèle numérique ($k_h/k_v =20$)	254 m	0,4
Modèle numérique ($k_h/k_v =50$)	252 m	1,2
Modèle numérique ($k_h/k_v =100$)	250 m	2
Modèle numérique ($k_h/k_v= 200$)	245 m	4
Modèle numérique ($k_h/k_v= 500$)	230 m	9,8
Modèle numérique ($k_h/k_v= 1000$)	210 m	17,65
Méthode de Simpson et al. (2003)	255 m	0
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006)	255 m	0
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006)	267 m	4,7

Tableau (IV-4) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes, ($k_h < k_v$)) et analytiques :

Méthodes et/ou modèle de calcul des temps de transfert	r (t=550 jours) (m)	Ecart des rayons en (%) par rapport au modèle (k_h /k_v)
$k_h/k_v= 0,5$	255,19	0,07
$k_h/k_v= 0,2$	255,3	0,12
$k_h/k_v= 0,1$	255,5	0,2
$k_h/k_v= 0,05$	255,7	0,3
$k_h/k_v= 0,02$	256	0,4
$k_h/k_v= 0,01$	256,5	0,6
$k_h/k_v= 0,005$	256,7	0,7
$k_h/k_v= 0,002$	256,9	0,74
$k_h/k_v= 0,001$	257	0,8
Méthode de Simpson et al. (2003)	255 m	0
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006)	255 m	0
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006)	267 m	4,7

Tableau (IV-5) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge, ($k_h > k_v$) et analytiques :

Méthodes et/ou modèle de calcul des temps de transfert	r (t=550 jours) (m)
Modèle numérique ($k_h/k_v=1$)	255 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=2$)	254,5 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=5$)	254,2 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=10$)	254 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=20$)	253 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=50$)	252 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=100$)	250 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=200$)	245 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=500$)	232 m
Modèle numérique ($k_h/k_v=1000$)	215 m
Méthode de Simpson et al. (2003)	255 m
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006)	255 m
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006)	267 m
Méthode de Chesnaux et al. (2005)	<u>782,58 m</u>

Tableau (IV-6) : Valeurs des rayons des périmètres de protection rapprochés numériques (aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge, ($k_h < k_v$) et analytiques :

Méthodes et/ou modèle de calcul des temps de transfert	r (t=550 jours) (m)
$k_h/k_v=0,5$	255,19
$k_h/k_v=0,2$	255,3
$k_h/k_v=0,1$	255,4
$k_h/k_v=0,05$	255,6
$k_h/k_v=0,02$	256
$k_h/k_v=0,01$	256,4
$k_h/k_v=0,005$	256,7
$k_h/k_v=0,002$	256,9
$k_h/k_v=0,001$	257
Méthode de Simpson et al. (2003)	255 m
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« closed form », 2006)	255 m
Méthode de Chapuis et Chesnaux (« simplifiée », 2006)	267 m
Méthode de Chesnaux et al. (2005)	<u>782,58 m</u>

Tableau (IV-7) : Valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales et des rapports d'anisotropie pour les modèles stratifiés isotropes ainsi que les modèles équivalents homogènes anisotropes.

Modèles stratifiés isotropes					Modèles équivalents homogènes anisotropes			
Aquifère	Couche	k_h (m/s)	k_v (m/s)	n	Aquifère	$k_{h,équi}$ (m/s)	$k_{v,équi}$ (m/s)	n
1	1	0.0006	0.0006	1	1'	0.00035	0.00017	2.42
	2	0.0001	0.0001	1				
2	1	0.0006	0.0006	1	2'	0.0004	0.0003	1.33
	2	0.0002	0.0002	1				
3	1	0.0006	0.0006	1	3'	0.00045	0.0004	1.125
	2	0.0003	0.0003	1				
4	1	0.0007	0.0007	1	4'	0.00057	0.00054	1.057
	2	0.0006	0.0006	1				
	3	0.0004	0.0004	1				
5	1	0.0008	0.0008	1	5'	0.00063	0.00058	1.07
	2	0.0007	0.0007	1				
	3	0.0006	0.0006	1				
	4	0.0004	0.0004	1				

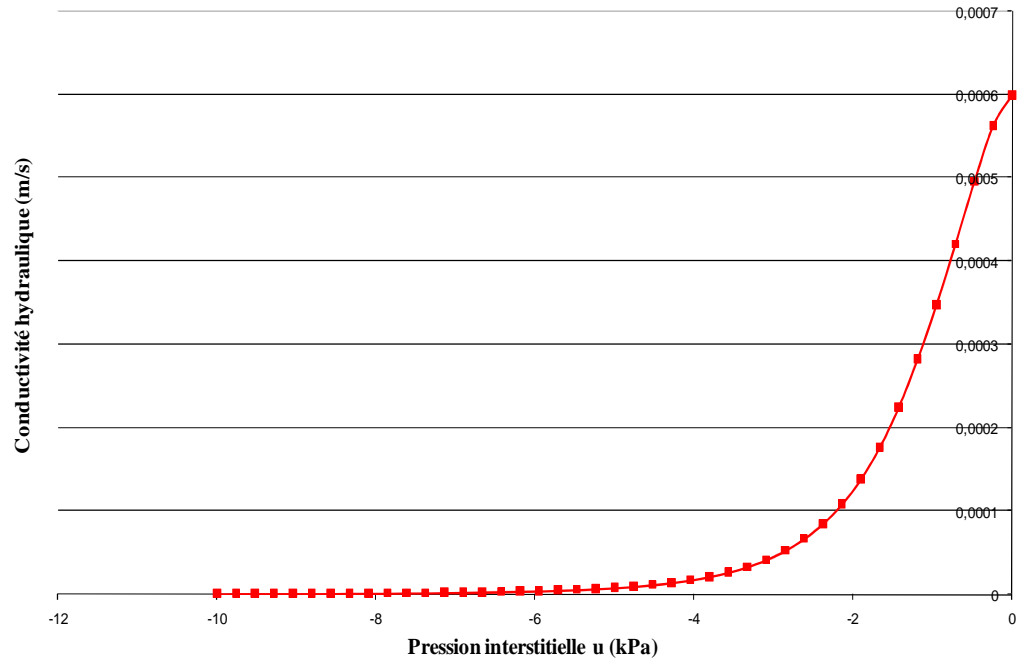


Figure (V-1) : Conductivité hydraulique introduite en fonction de la pression interstitielle (u) pour le cas homogène isotrope.

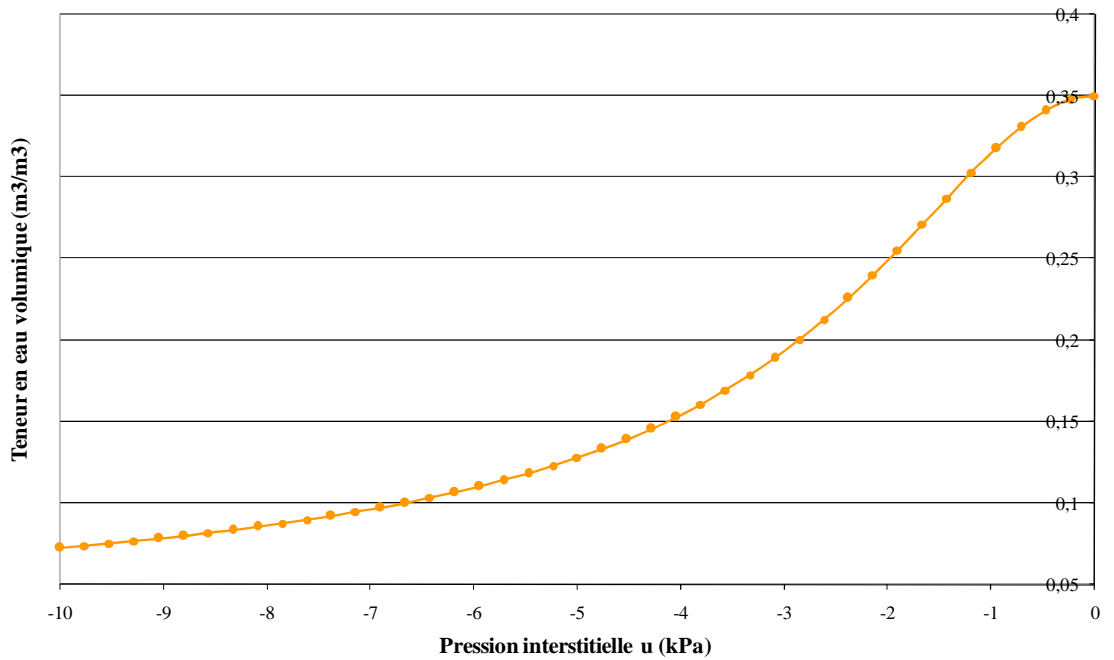


Figure (IV-2) : Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle pour le cas homogène isotrope.

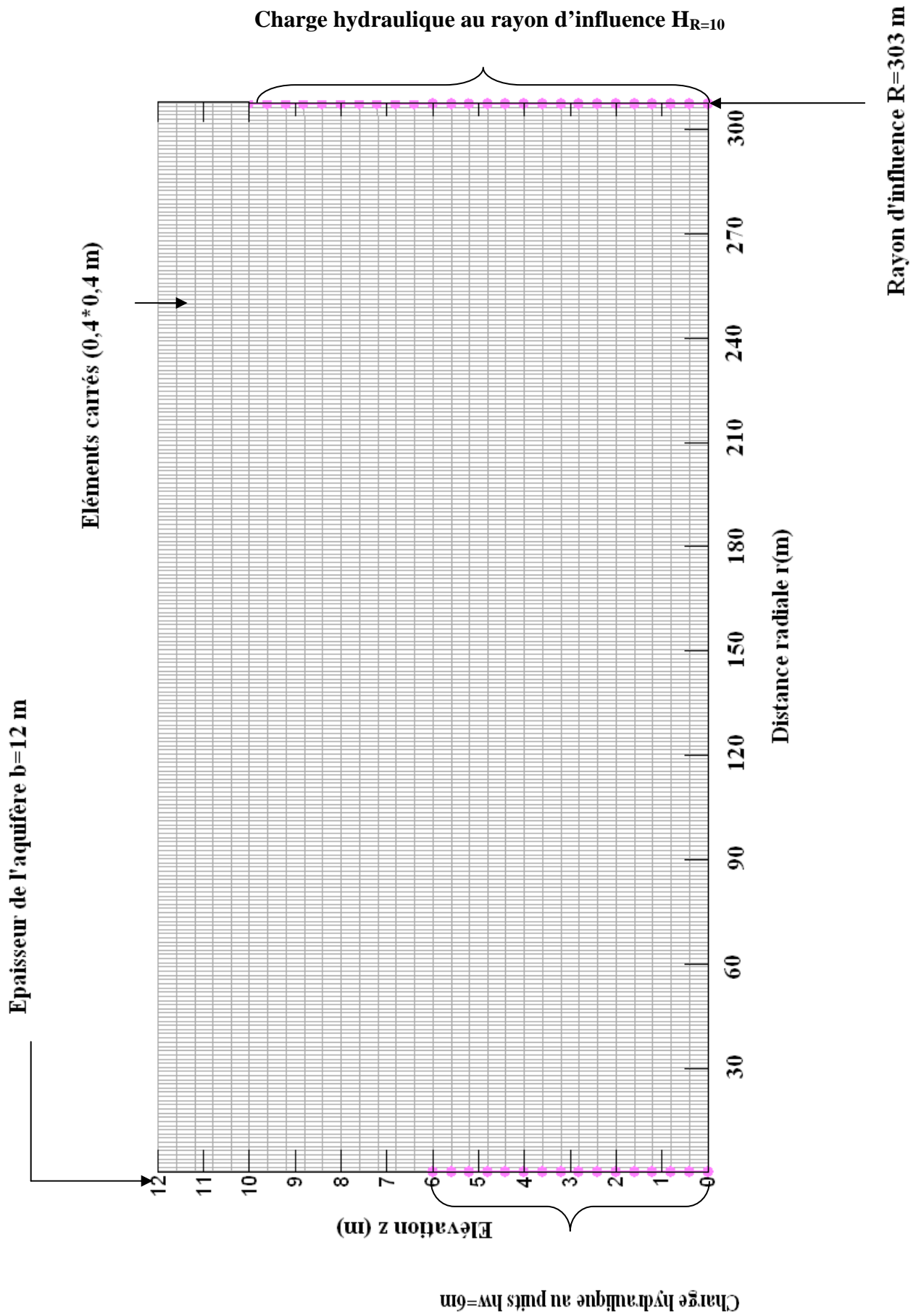


Figure (IV-3) : Représentation du maillage 1 (éléments carrés : 0,4m × 0,4m)

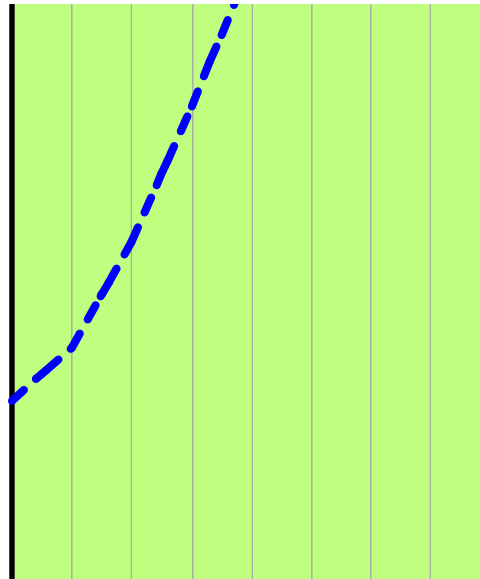


Figure (IV-4) : La forme de la surface libre proche du puits.

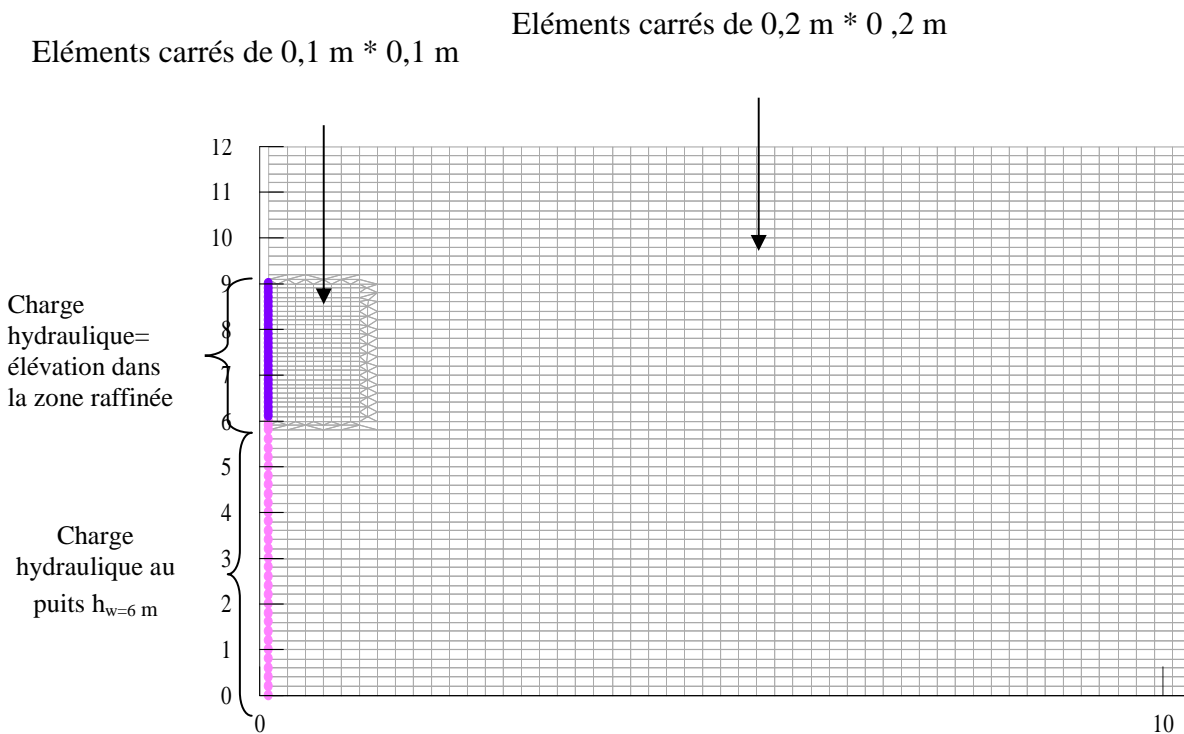


Figure (IV-5) : Représentation du maillage du modèle 2 raffiné.

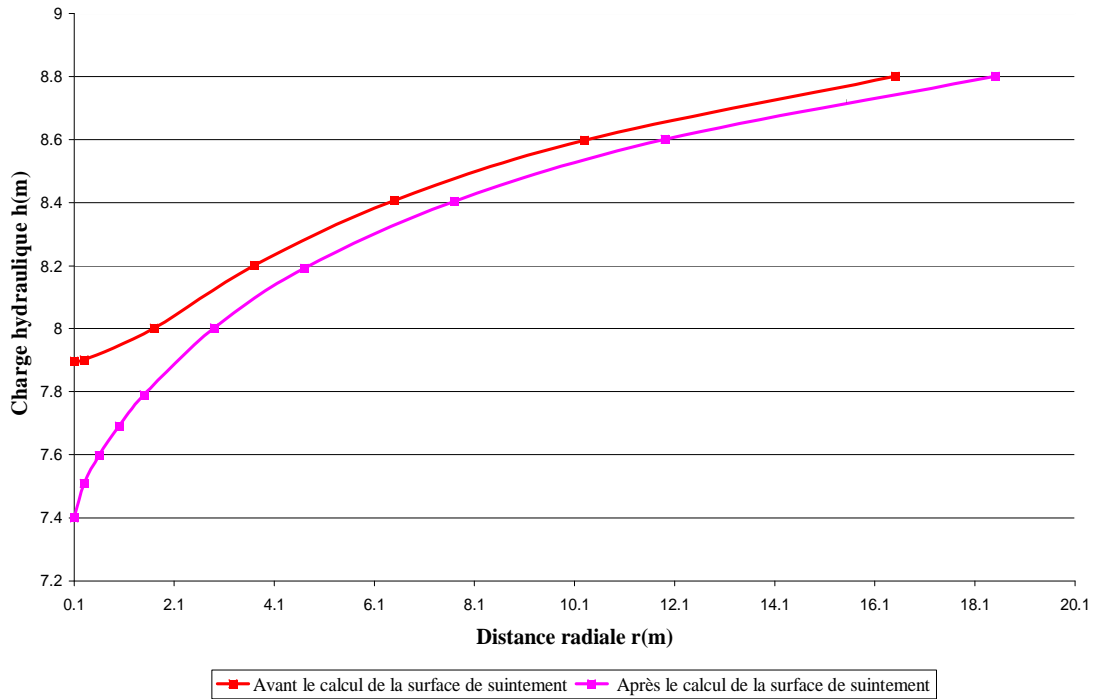


Figure (IV-6) : Comparaison entre les nappes phréatiques trouvées numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.

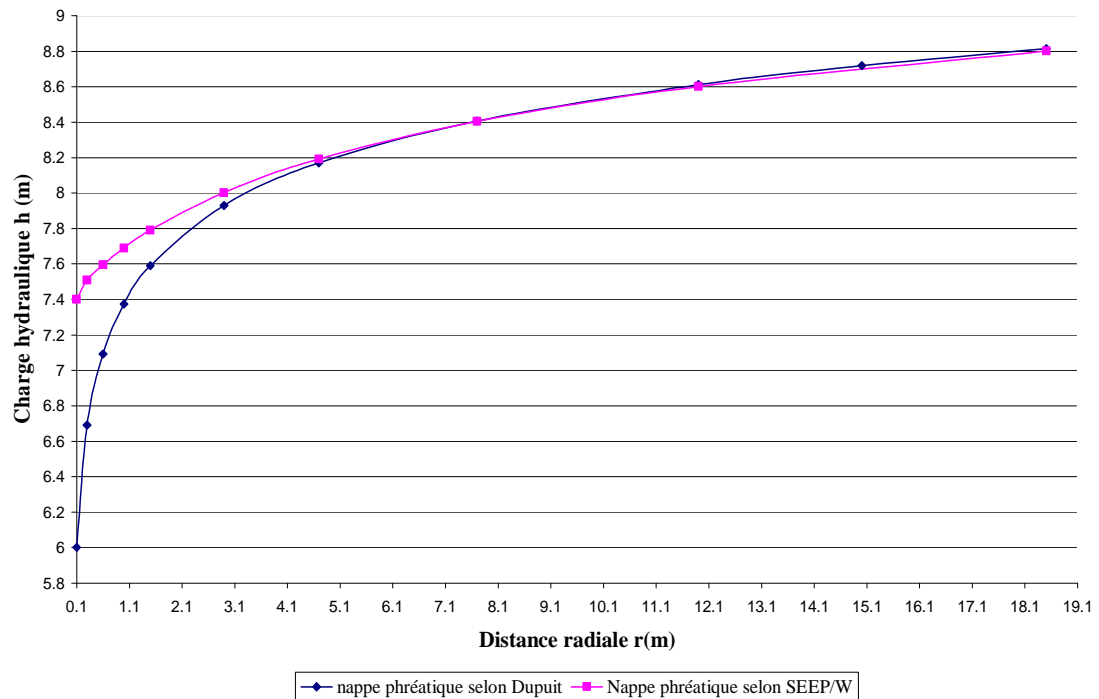


Figure (IV-7) : Comparaison entre la surface libre trouvée par SEEP/W et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $0,1m < r < 18,5m$.

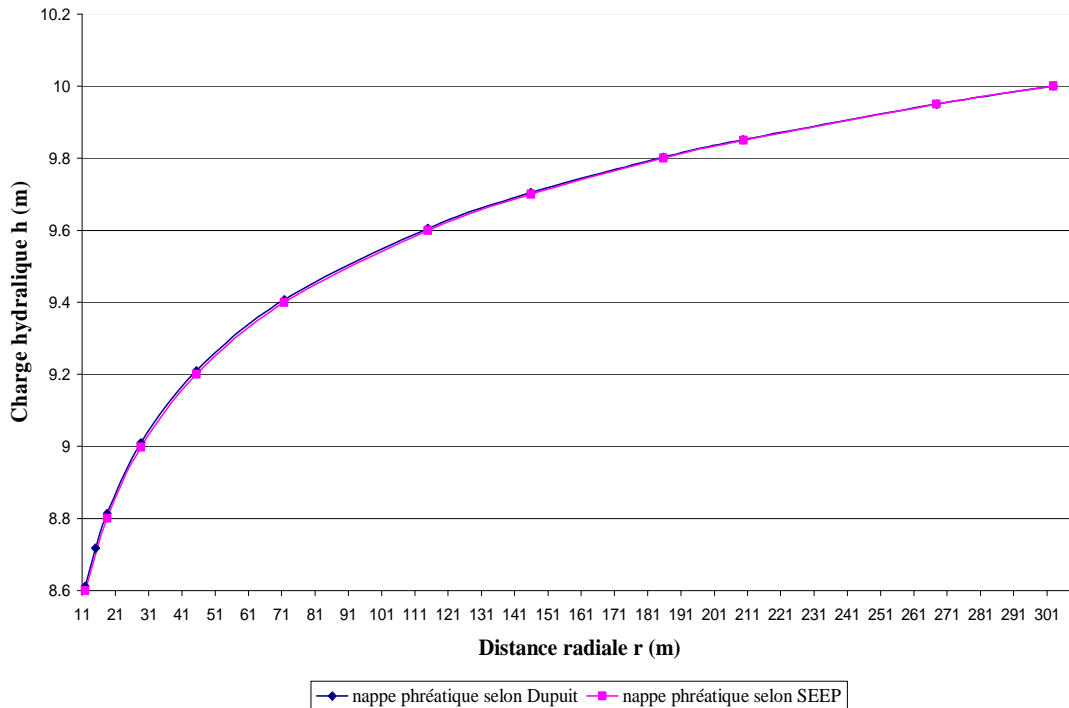


Figure (IV-8) : Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $11\text{m} < r < 303\text{m}$.

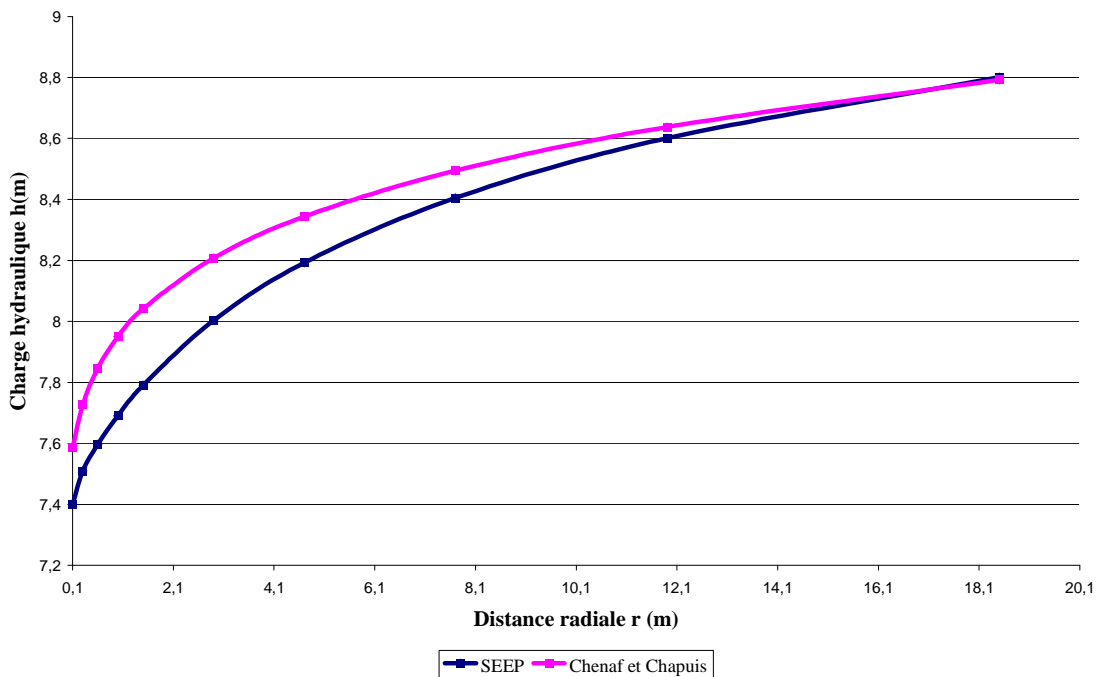


Figure (IV-9): Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis pour $0,1\text{m} < r < 18,5\text{m}$.

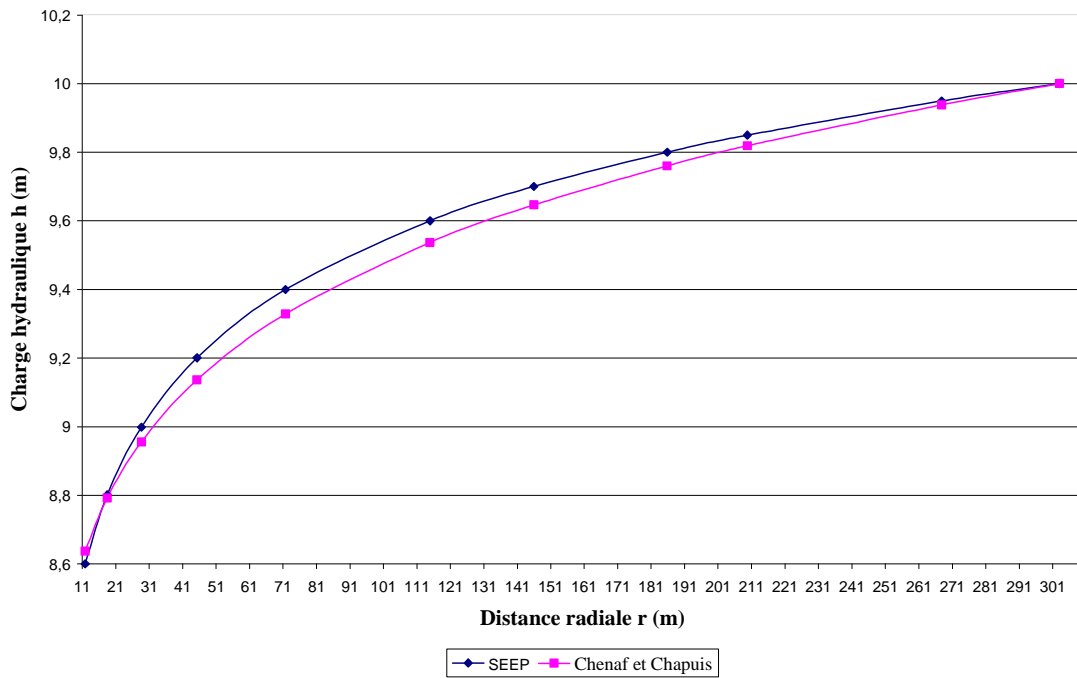


Figure (IV-10): Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis pour $11\text{m} < r < 303\text{m}$.

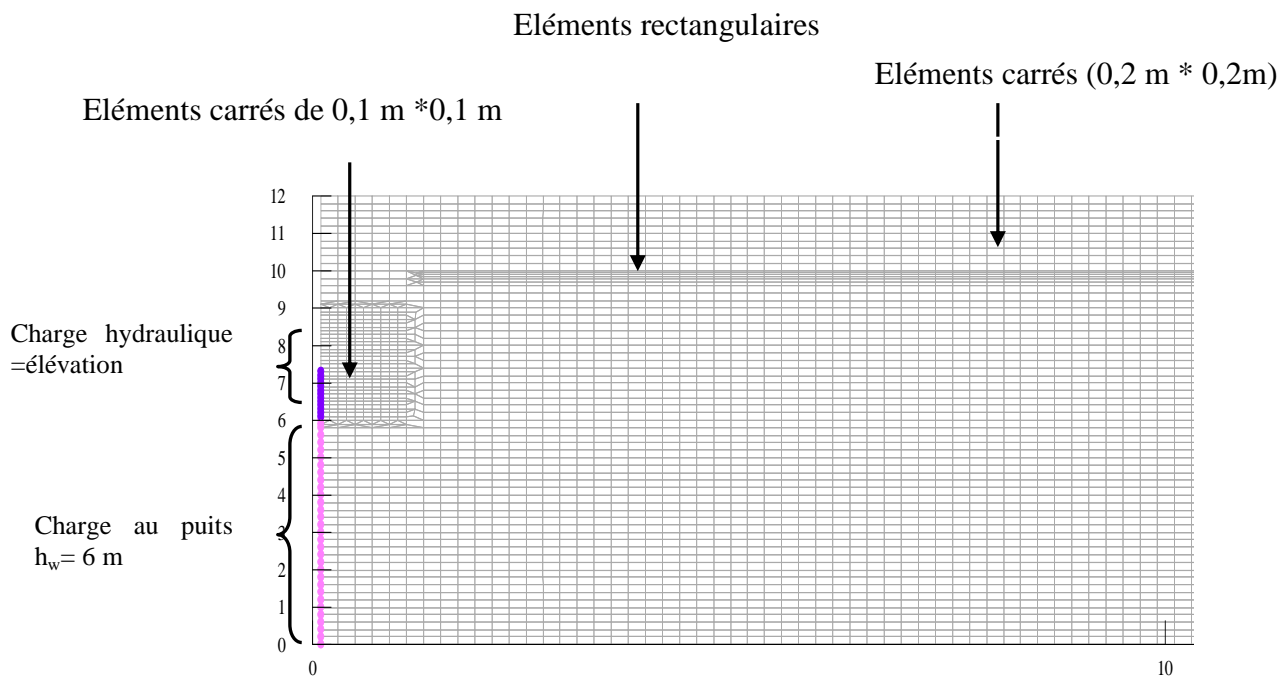


Figure (IV-11) Représentation du maillage du modèle 2 raffiné.

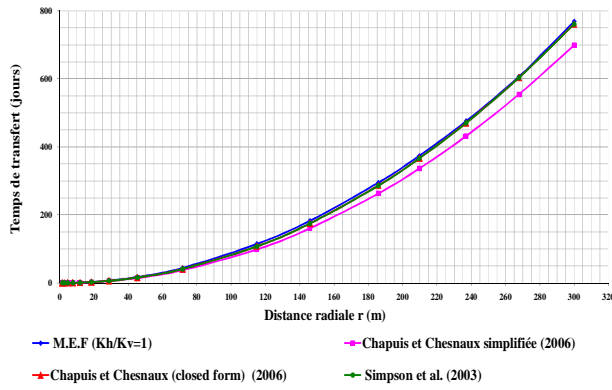


Figure (IV-12) : Comparaison entre le temps de transfert numérique et les temps de transfert trouvés par les méthodes analytiques de Chapuis et Chesnaux (2006) et Simpson et al. (2003).

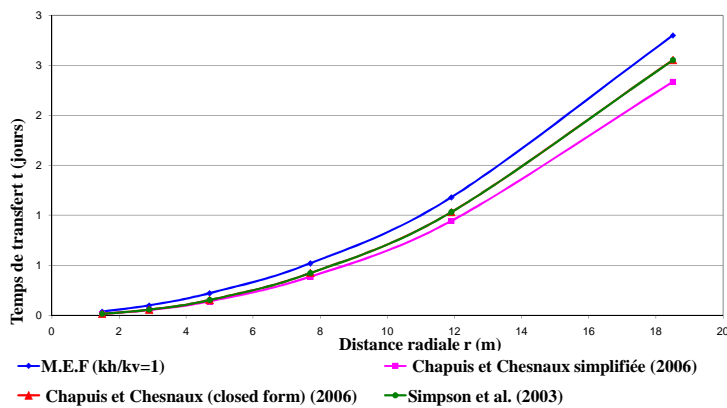


Figure (IV-13) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et analytiques ($0,1 < r < 20m$).

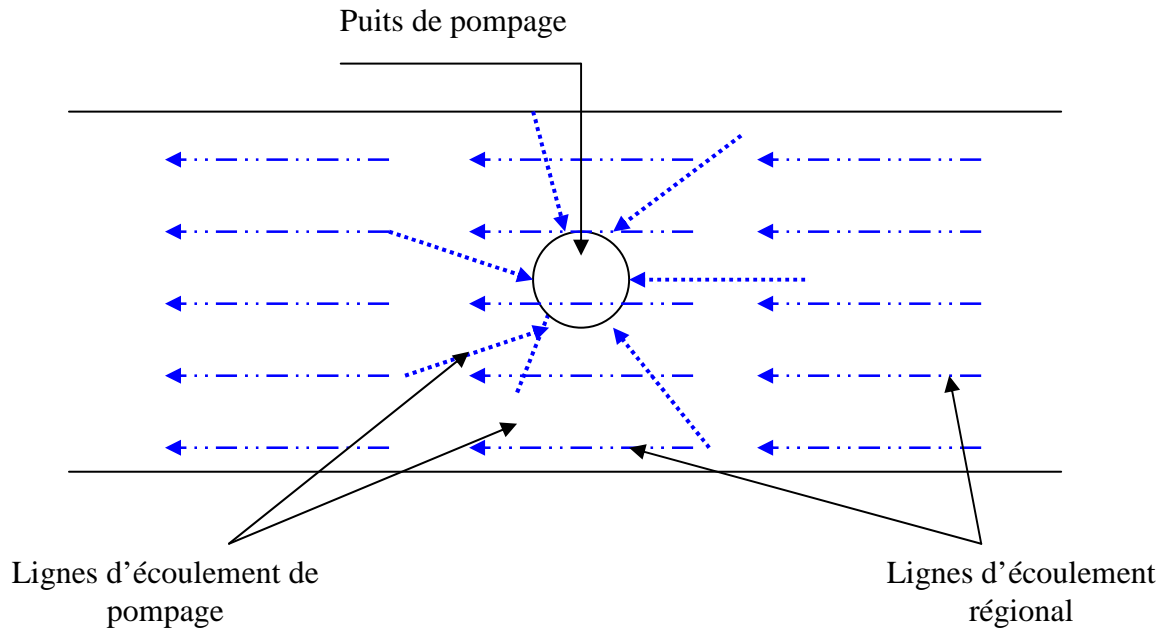


Figure (IV-14): Vue latérale d'un puits de pompage en présence d'un écoulement régional.

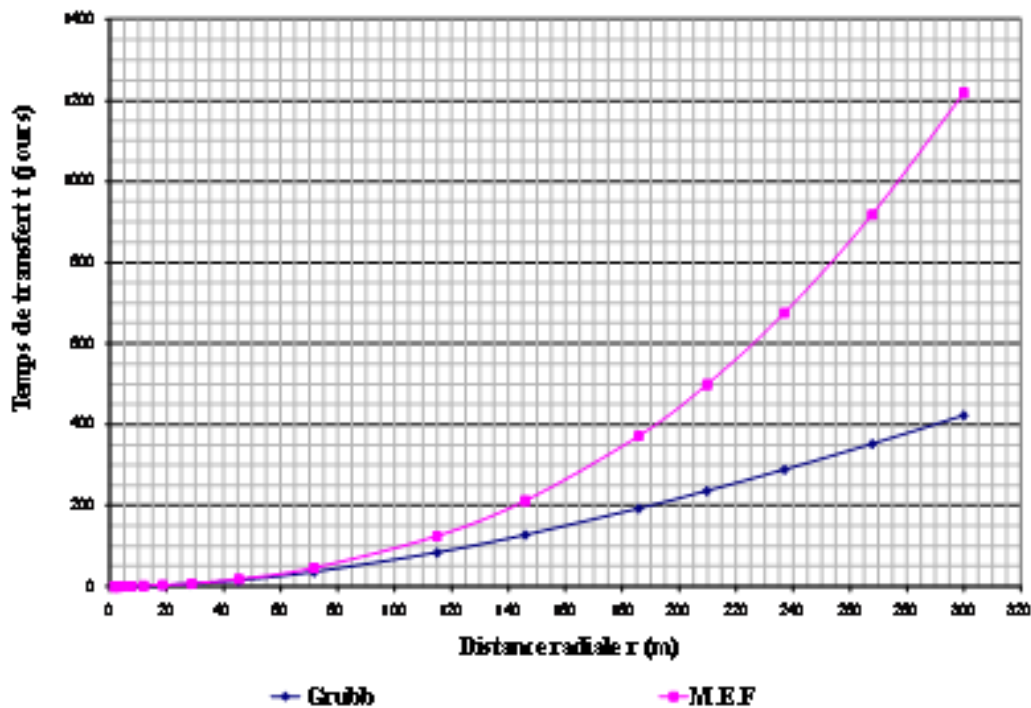


Figure (IV-15): Comparaison entre les temps de transfert calculé par la méthode de Grubb (1993) et les temps de transfert calculés par M.E.F pour un aquifère horizontal homogène isotrope à nappe libre non alimenté par une recharge.

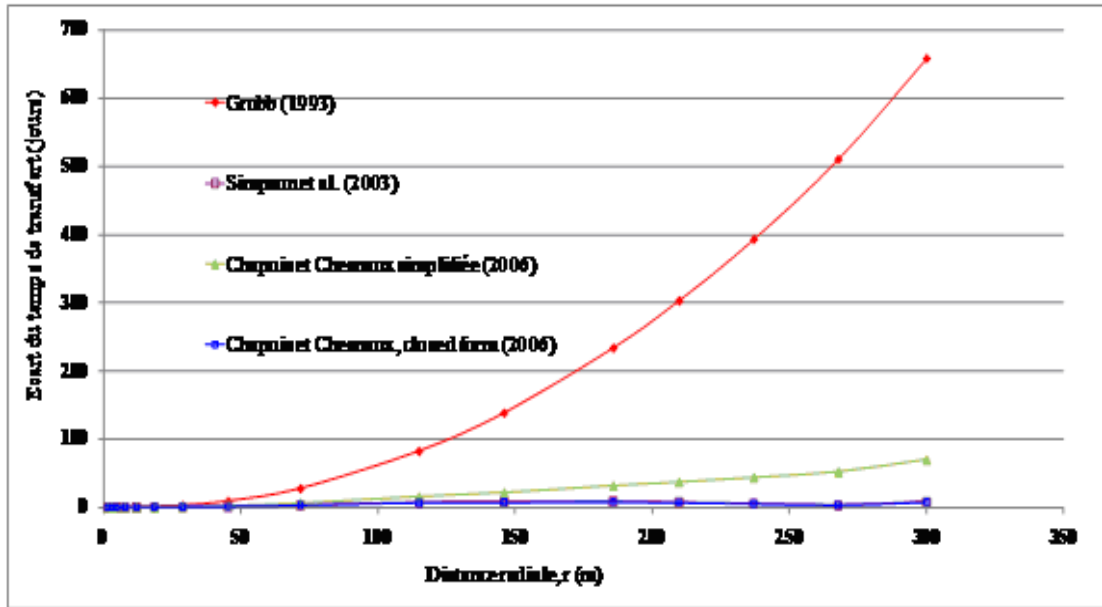


Figure (IV-16) : Ecart en jours entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle sans recharge.

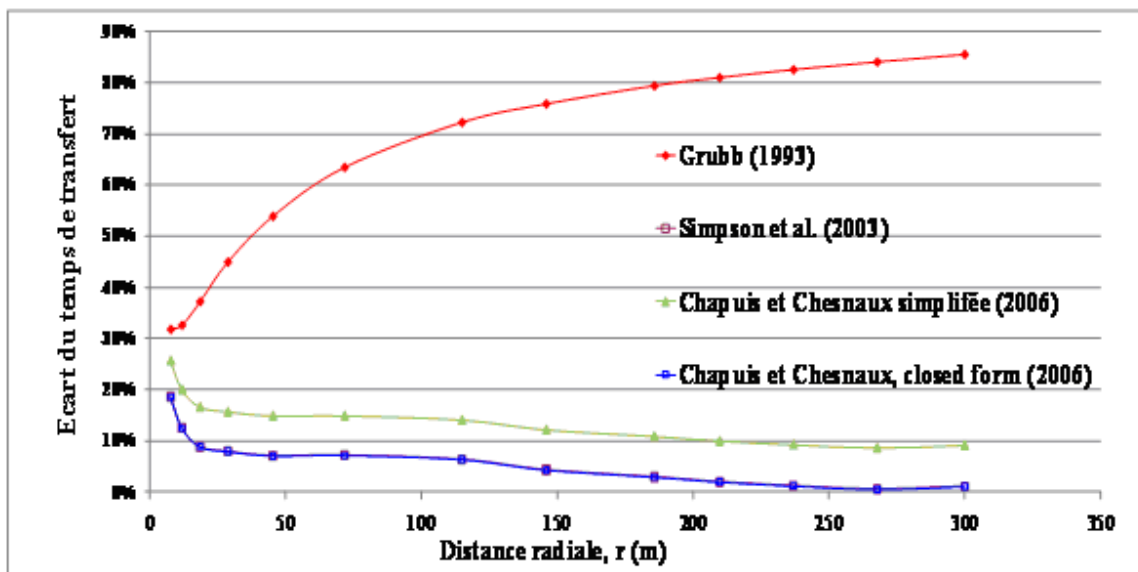


Figure (IV-17) : Ecart en % entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle sans recharge.

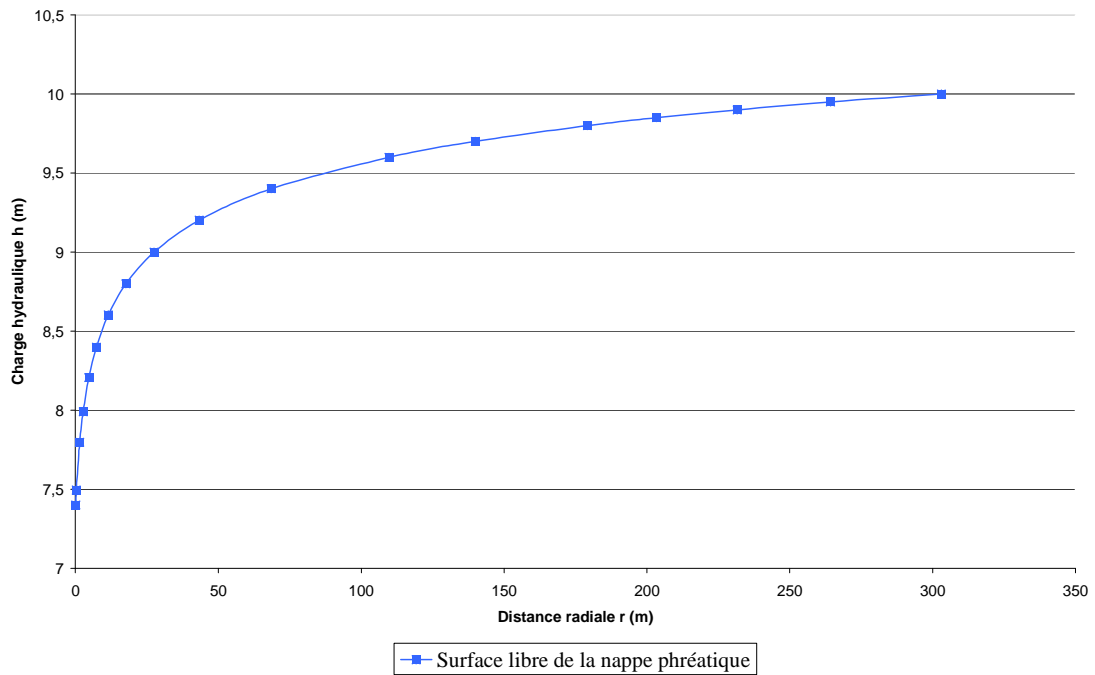


Figure (IV-18) : Surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène influencé par la recharge.

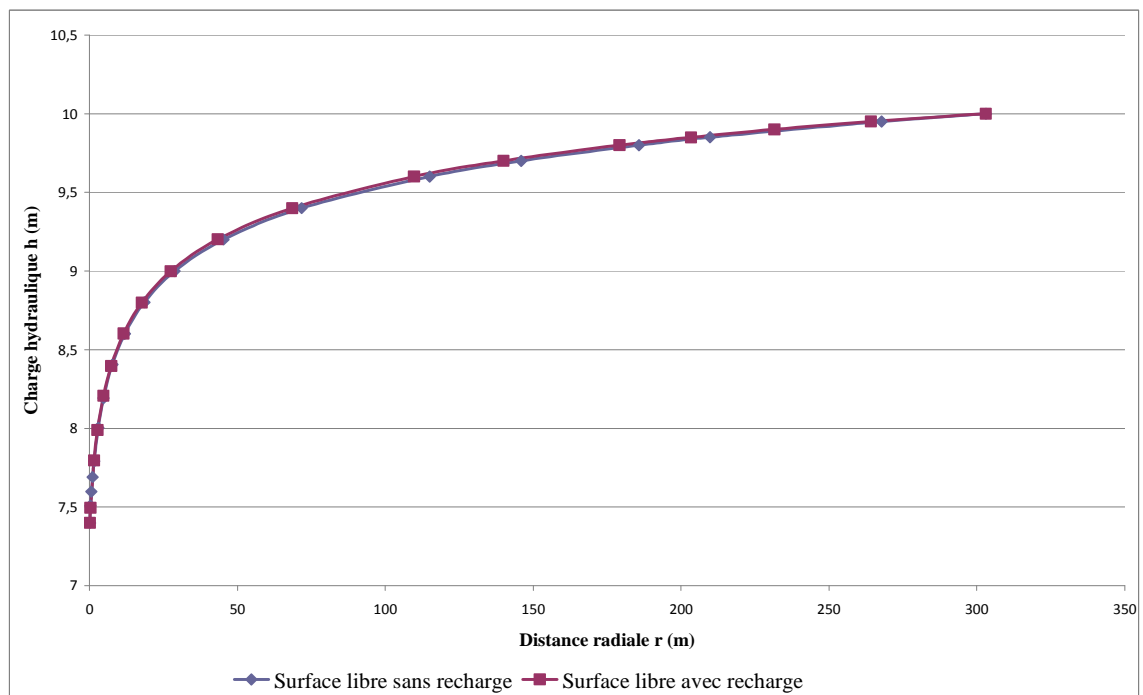


Figure (IV-19) : Comparaison entre la surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène non influencé par la recharge et la surface libre de la nappe phréatique d'un aquifère isotrope homogène influencé par la recharge.

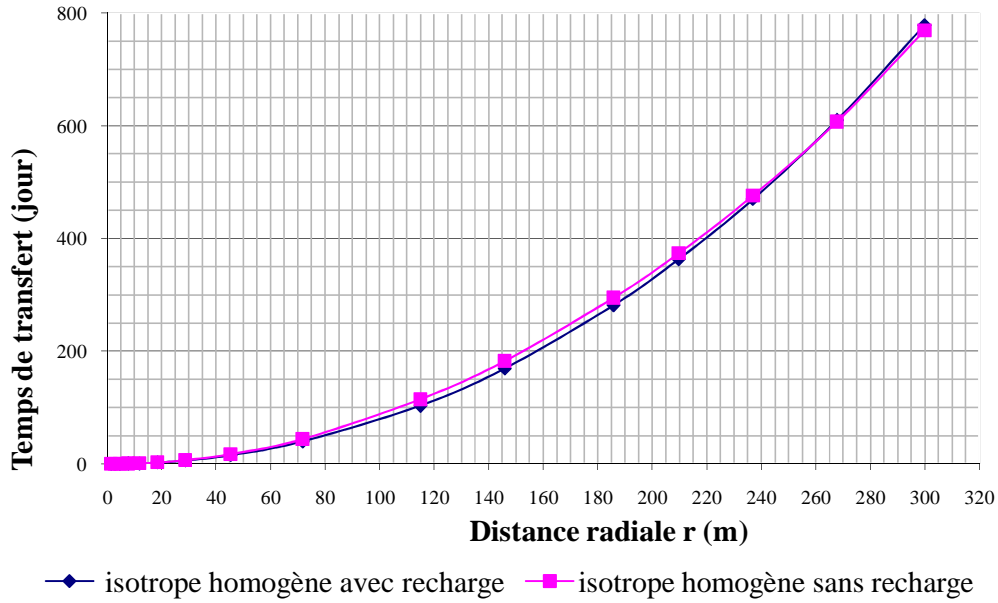


Figure (IV-20): Comparaison entre les temps de transfert calculés par M.E.F pour un aquifère isotrope homogène à nappe libre, en négligeant, et en considérant la recharge, pour deux cas différents.

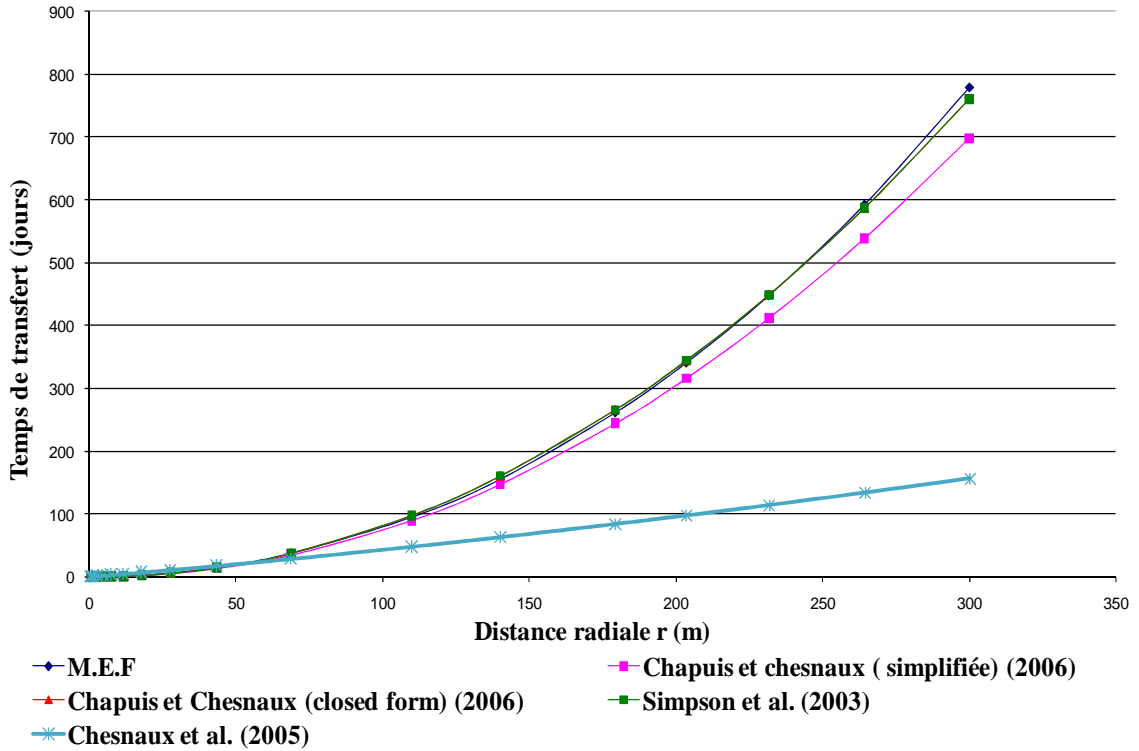


Figure (IV-21) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006), Chesnaux et al. (2005) pour $0,1 \text{ m} < r < 300 \text{ m}$.

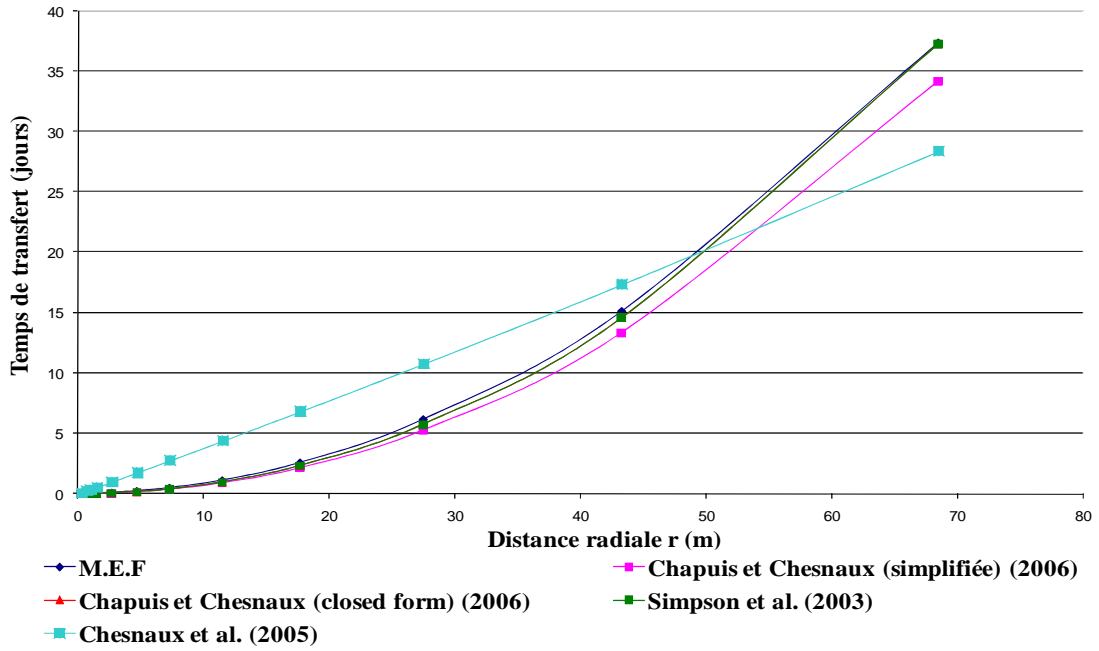


Figure (IV-22) : Comparaison entre les temps de transfert numériques et les temps de transfert calculés par les méthodes analytiques de Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006), Chesnaux et al. (2005) pour $0,1 \text{ m} < r < 70 \text{ m}$.

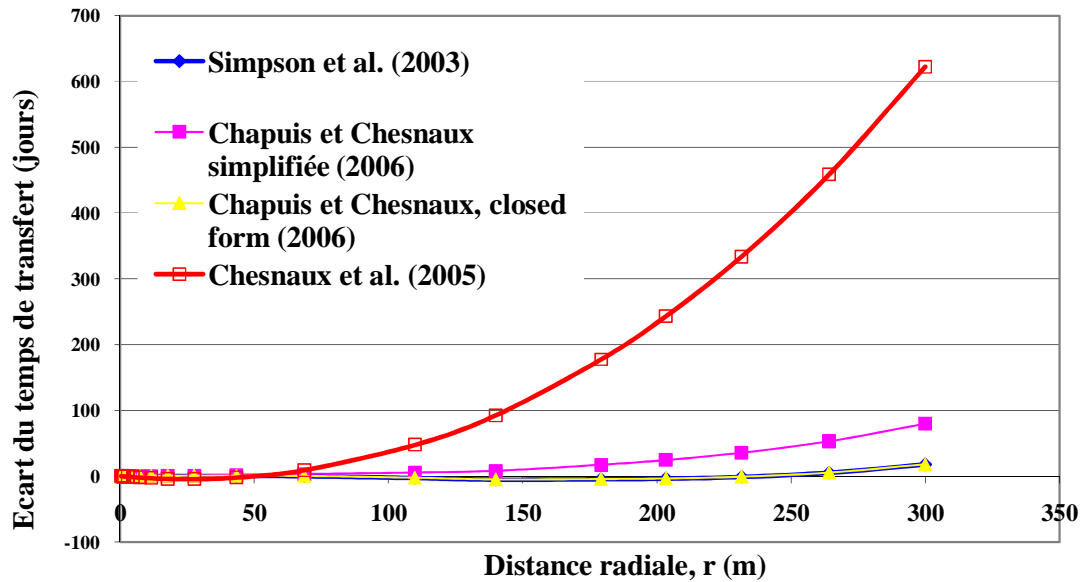


Figure (IV-23) : Ecart en jours entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle influencé par la recharge.

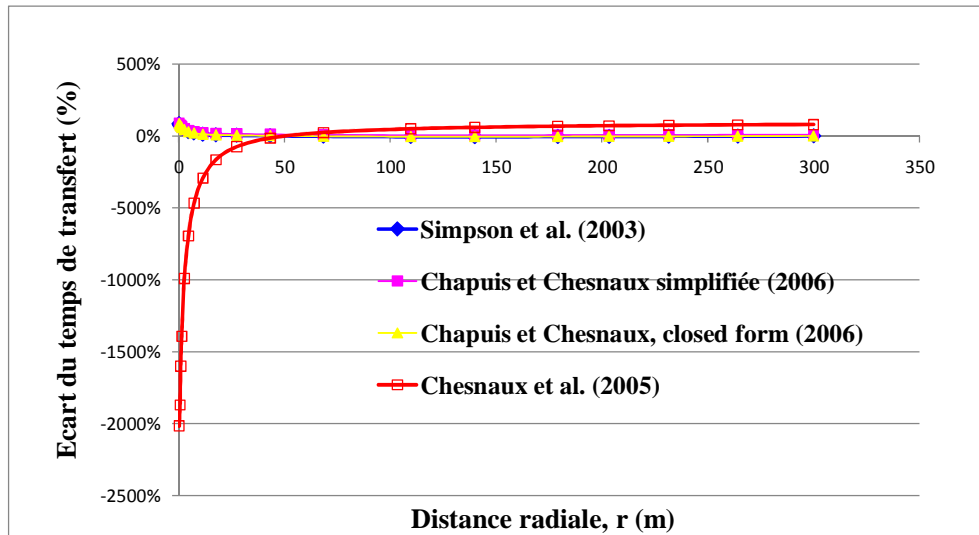


Figure (IV-24) : Ecart en % entre les temps de transfert numériques et analytiques pour le modèle influencé par la recharge.

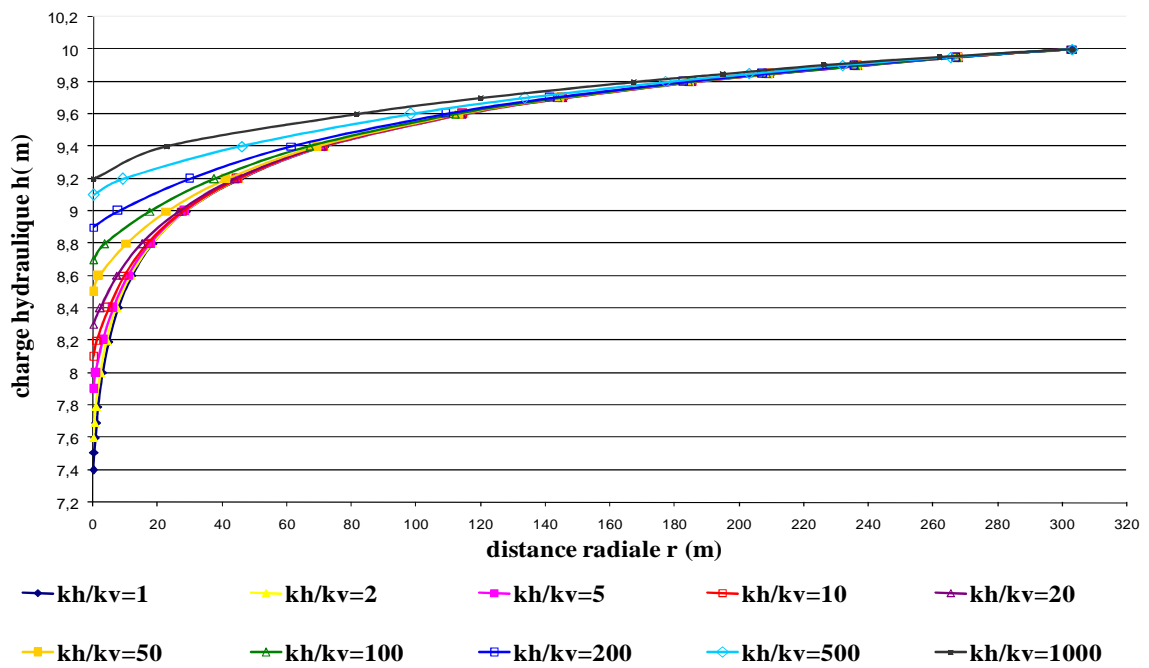


Figure (IV-25): comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques pour des aquifères homogènes anisotropes ($k_h > k_v$).

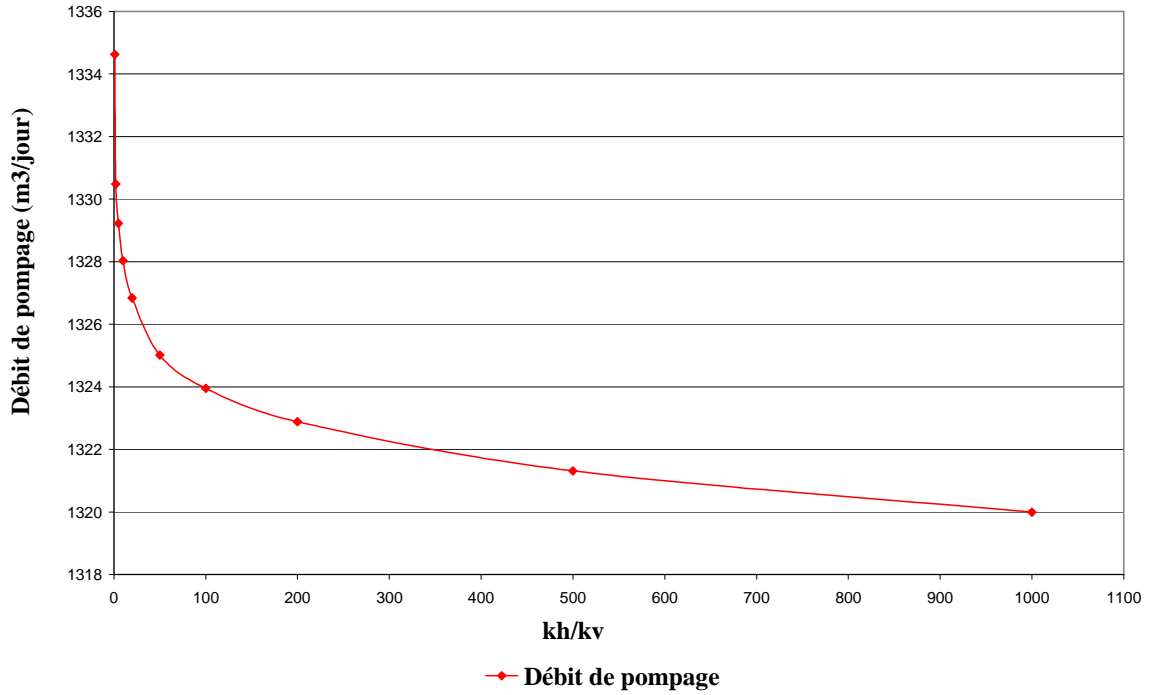


Figure (IV-26): Variation du débit de pompage en fonction du rapport k_h/k_v pour $k_h > k_v$.

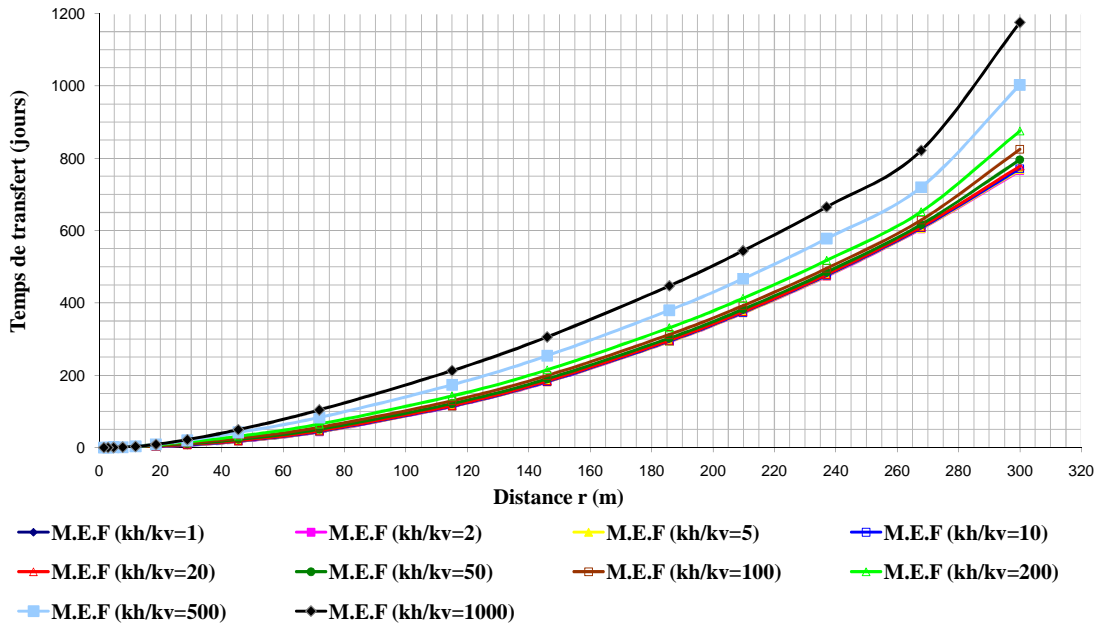


Figure (IV-27): Variation du temps de transfert en fonction de la distance radiale pour des rapports k_h/k_v différents ($k_h > k_v$).

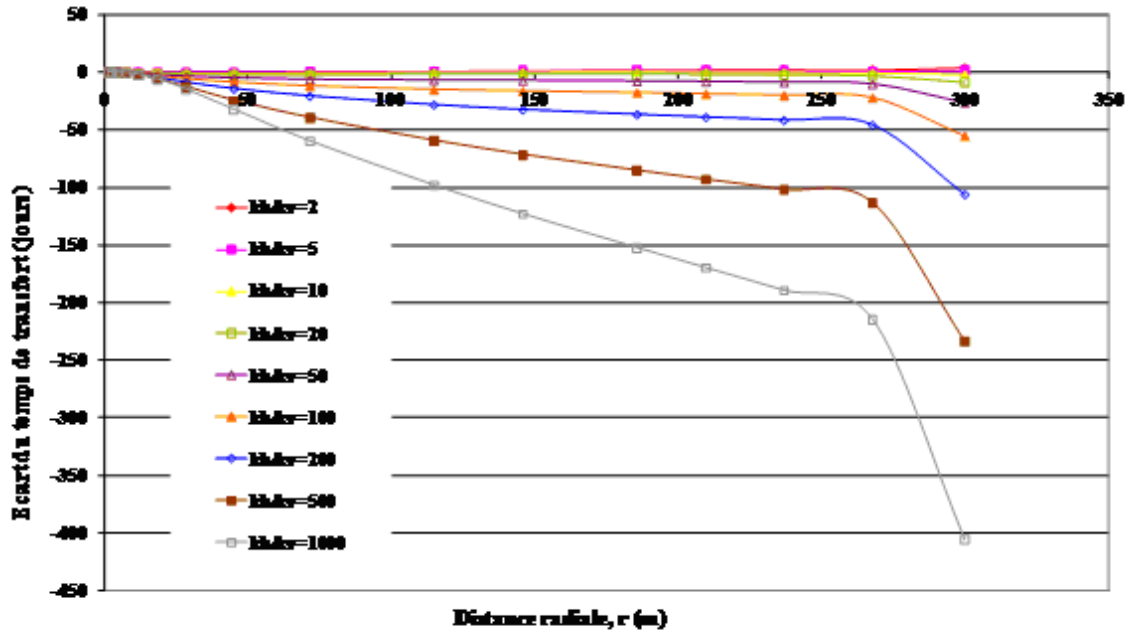


Figure (IV-28) : Ecart en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec le modèle isotrope homogène.

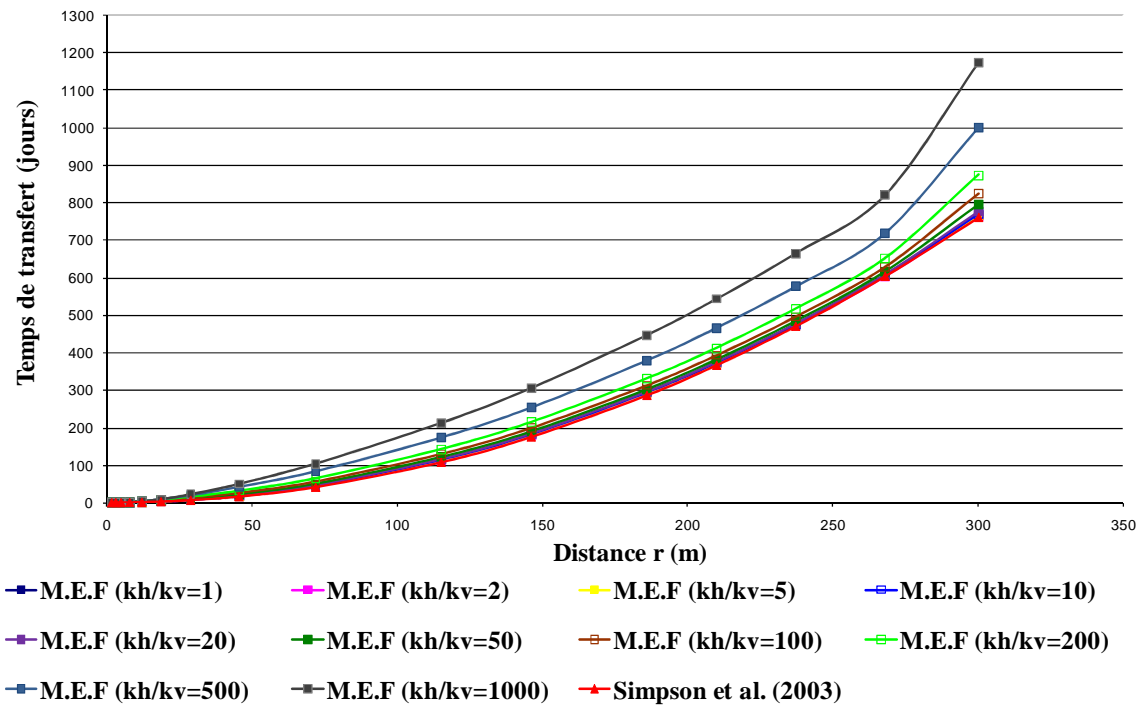


Figure (IV-29) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h > k_v$), avec ceux calculés par la méthode de Simpson et al. (2003).

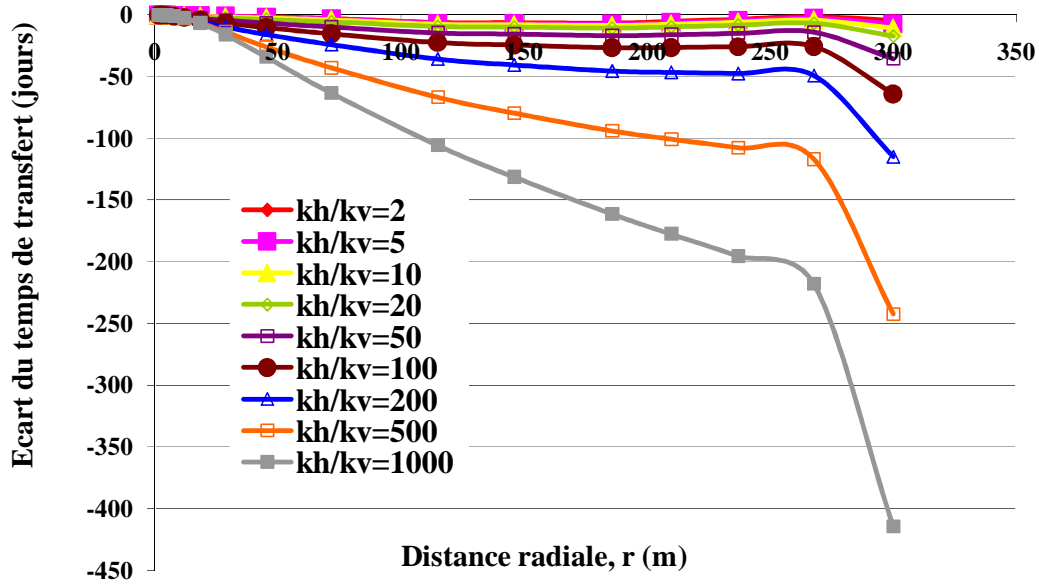


Figure (IV-30) : Ecarts en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec les résultats de Simpson et al. (2003).

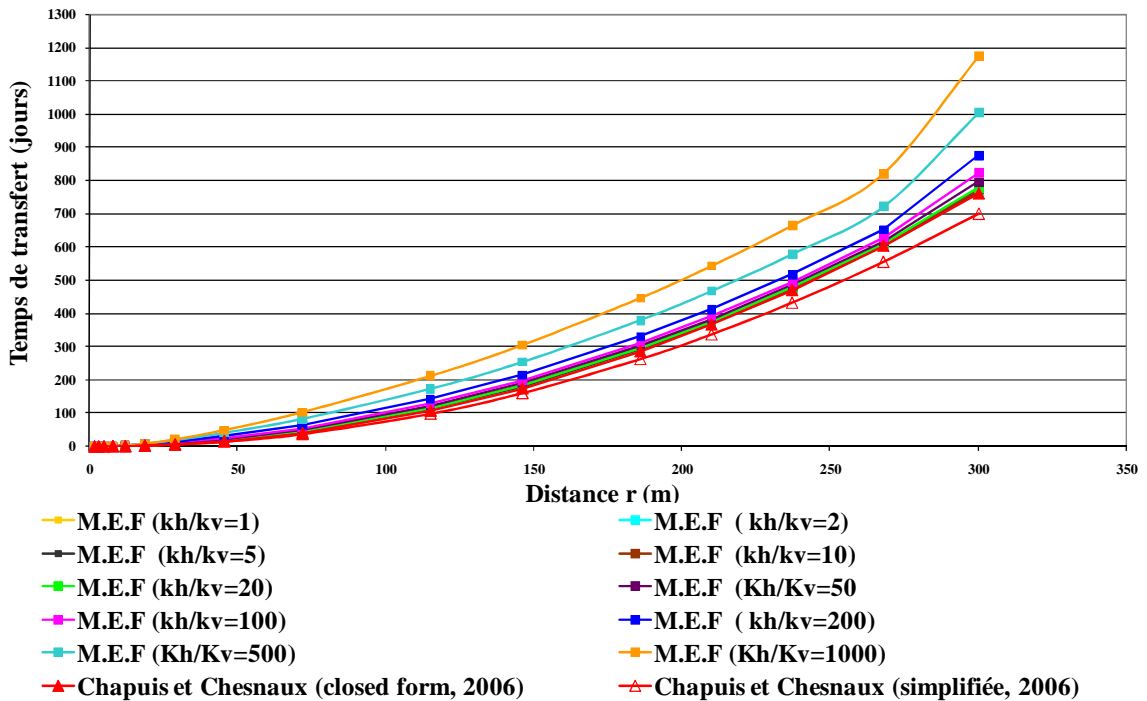


Figure (IV-31) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h > k_v$), avec ceux calculés par les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).

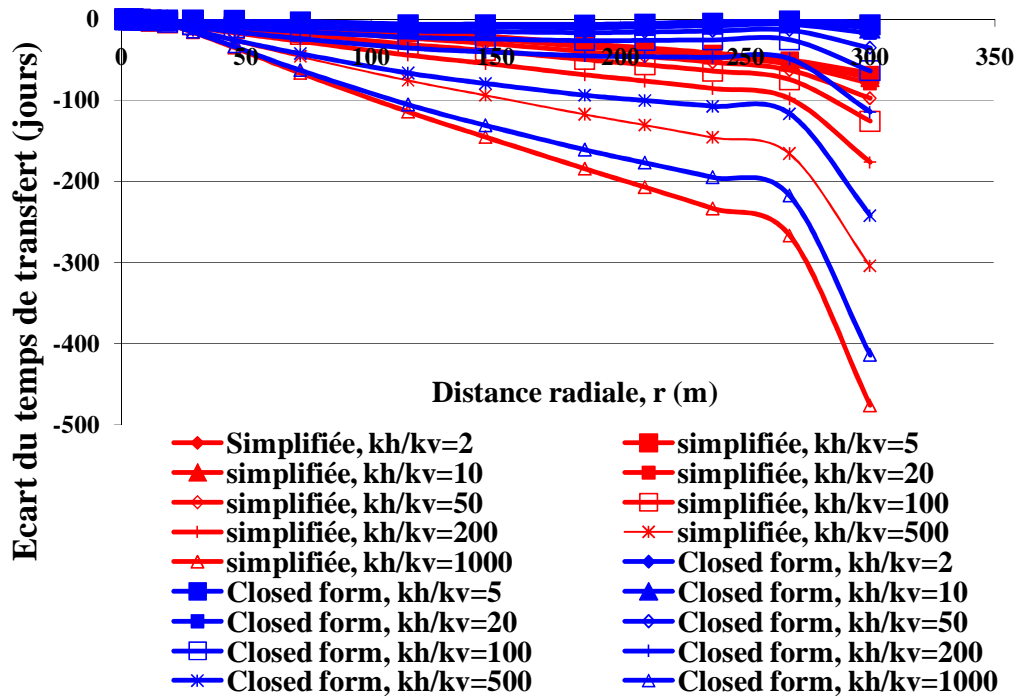


Figure (IV-32) : Ecart en jour des temps de transfert des modèles anisotropes homogène ($k_h > k_v$) avec les résultats des deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).

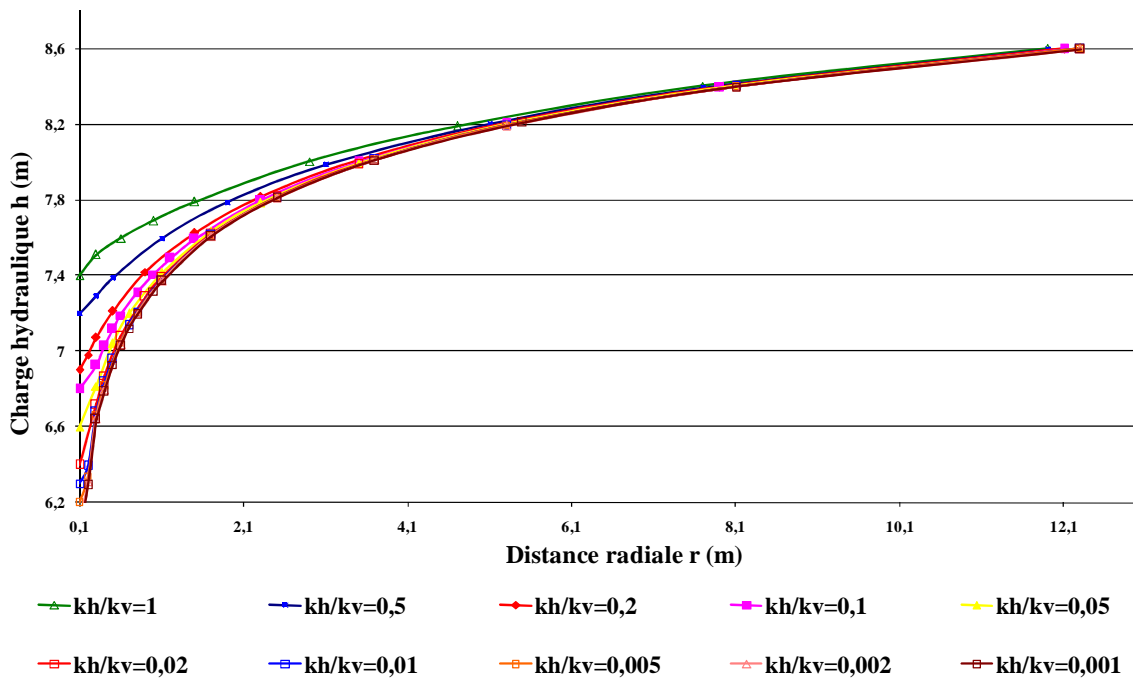


Figure (IV-33): comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques pour des aquifères homogènes anisotropes ($k_h < k_v$).

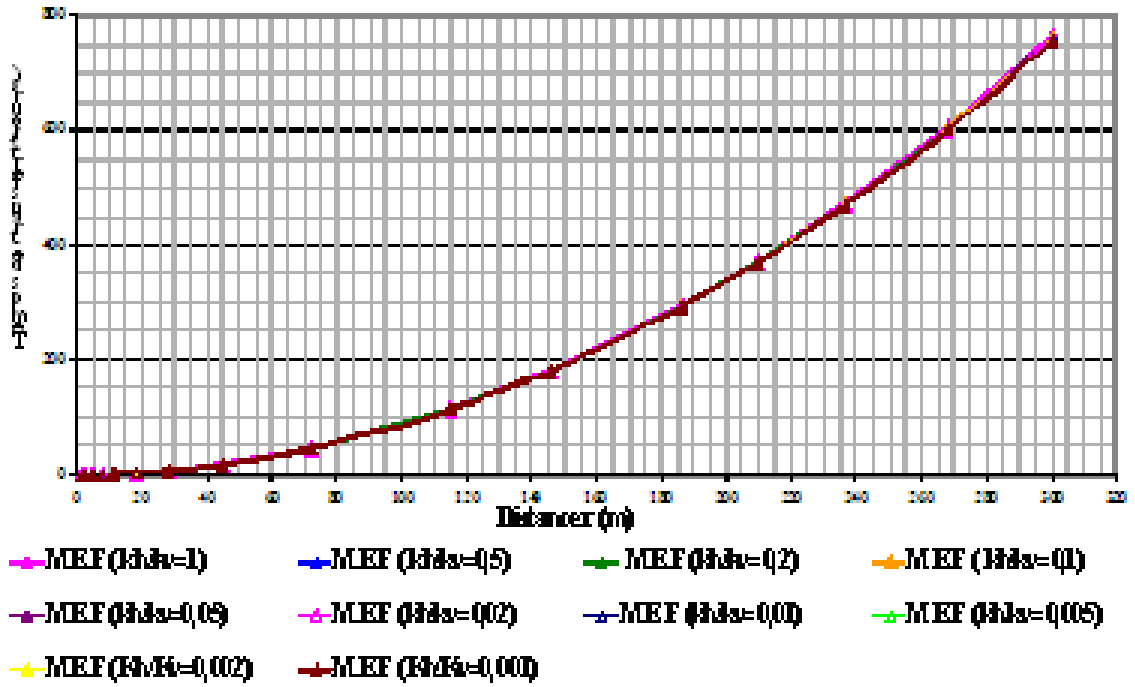


Figure (IV-34) : Temps de transfert dans les aquifères homogènes anisotropes non influencés par la recharge ($k_h < k_v$).

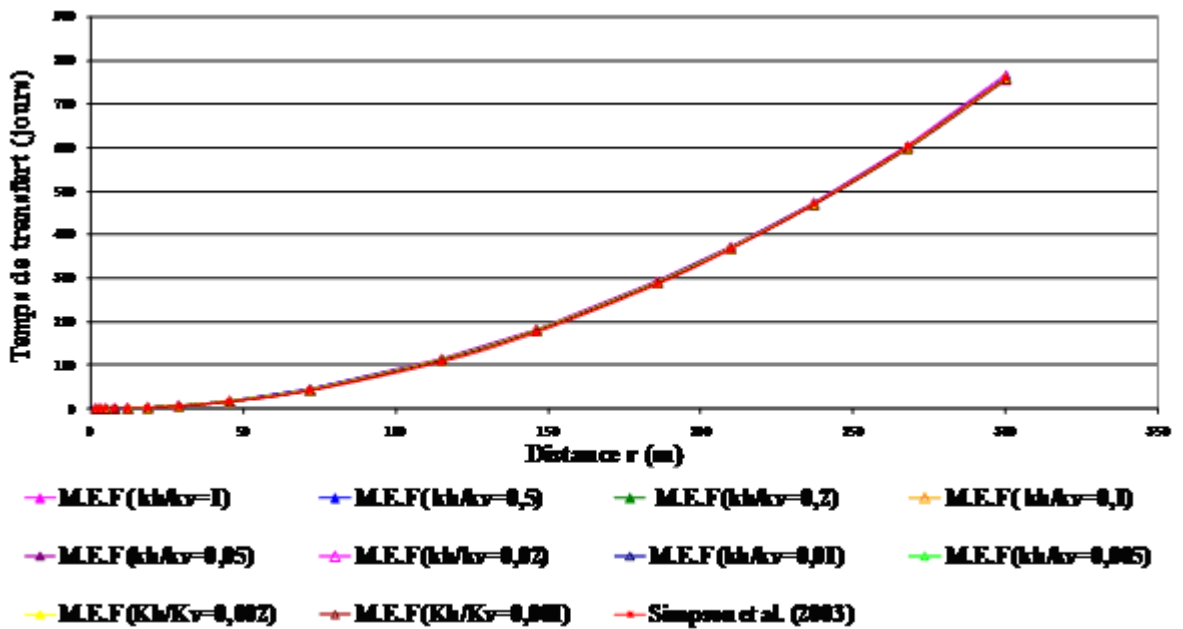


Figure (IV-35) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h < k_v$), avec ceux calculés par la méthode de Simpson et al. (2003).

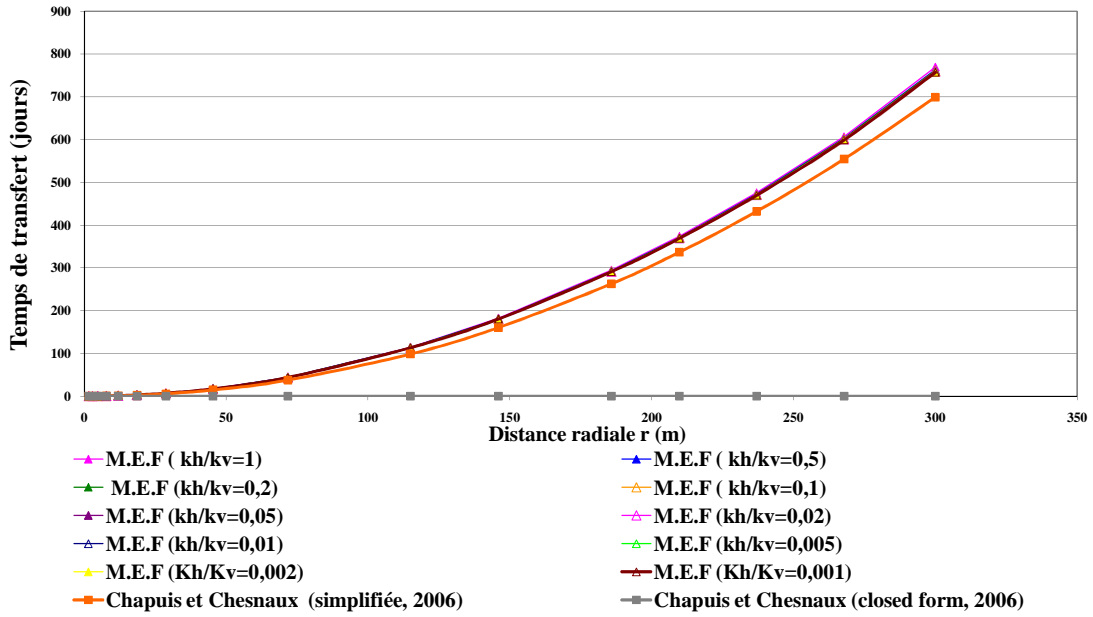


Figure (IV-36) : Comparaison des temps de transfert numériques, pour les aquifères anisotropes ($k_h < k_v$), avec ceux calculés par les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006).

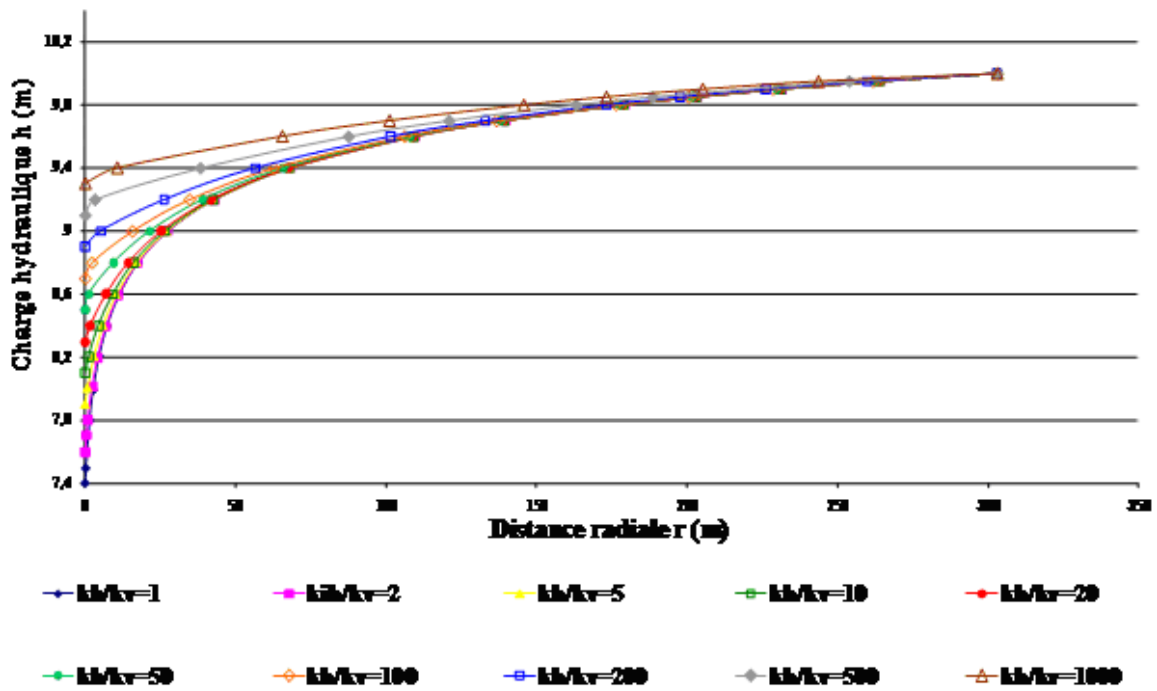


Figure (IV-37) : Surfaces libres des nappes phréatiques pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge ($k_h > k_v$).

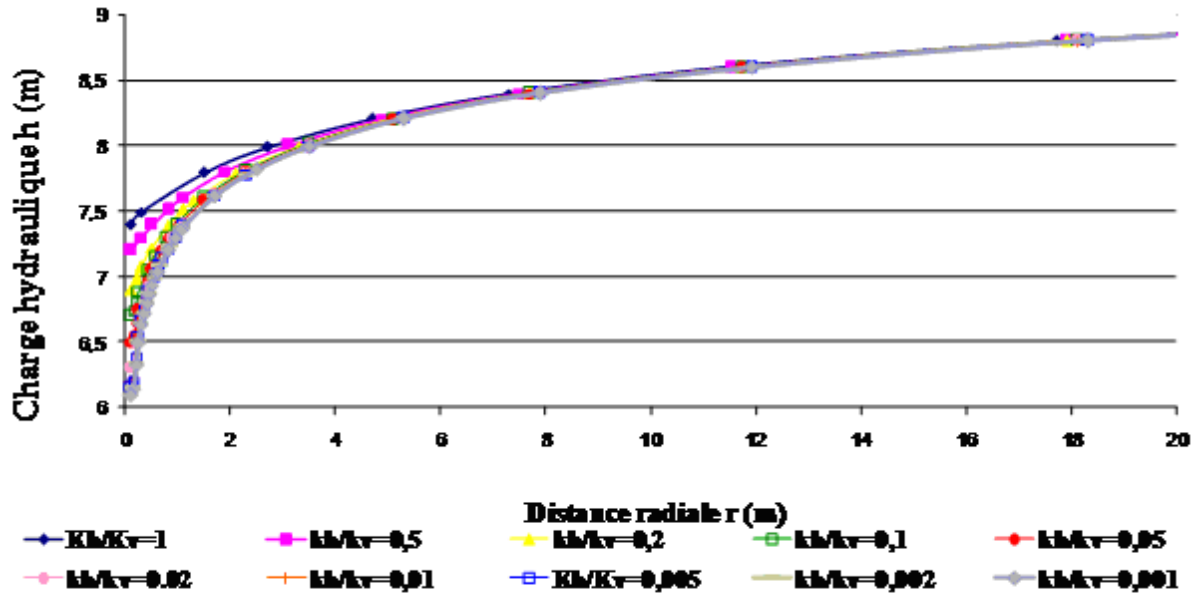


Figure (IV-38) : Surfaces libres des nappes phréatiques pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge ($k_h < k_v$).

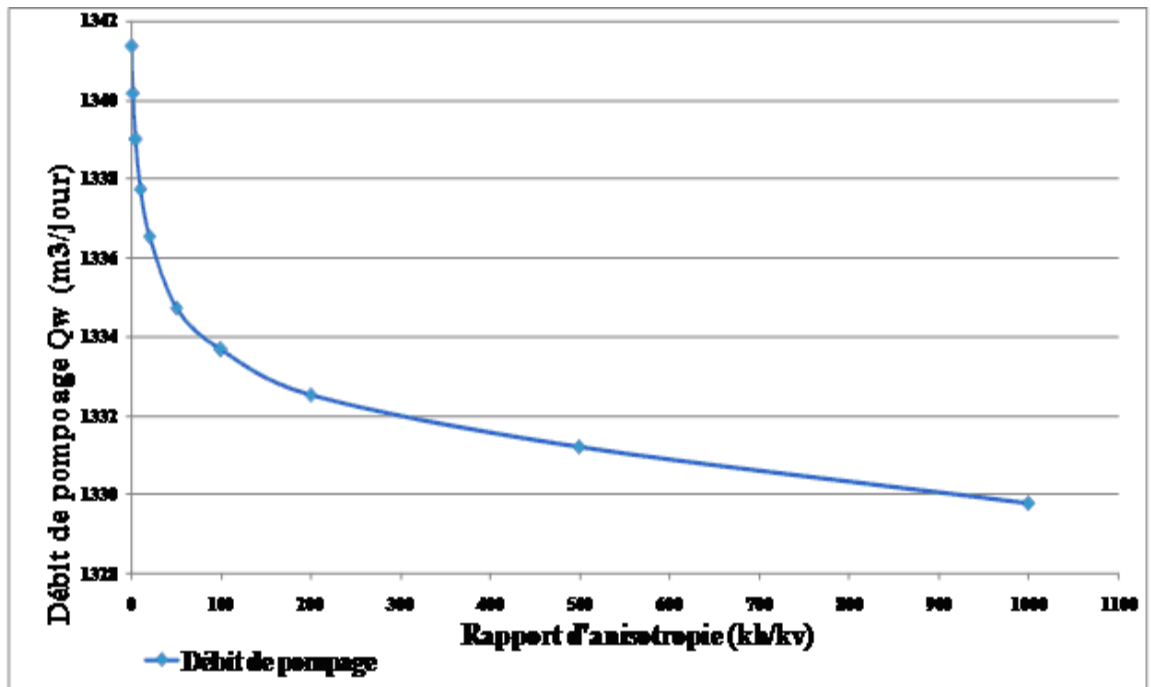


Figure (IV-39) : Débit de pompage en fonction du rapport k_h/k_v pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge pour ($k_h > k_v$).

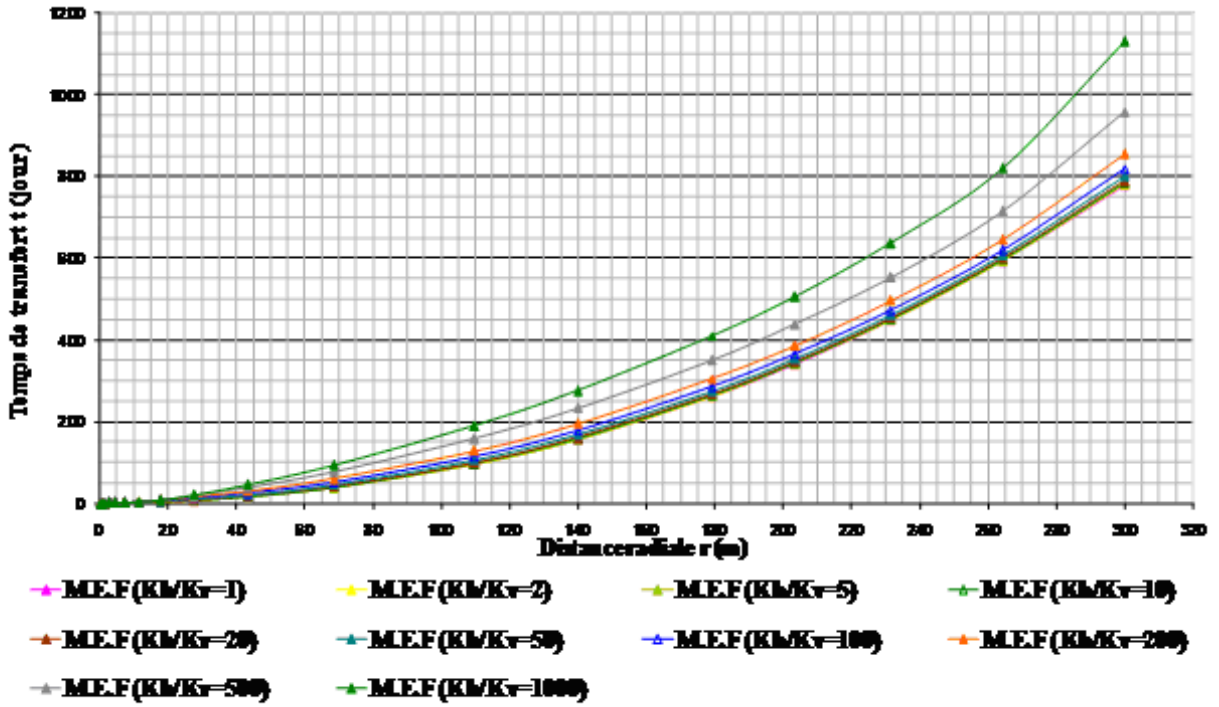


Figure (IV-40) : Temps de transfert en fonction de la distance radiale pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge comparé avec les temps de transfert pour l’aquifère homogène isotrope influencé par la recharge pour ($k_h > k_v$).

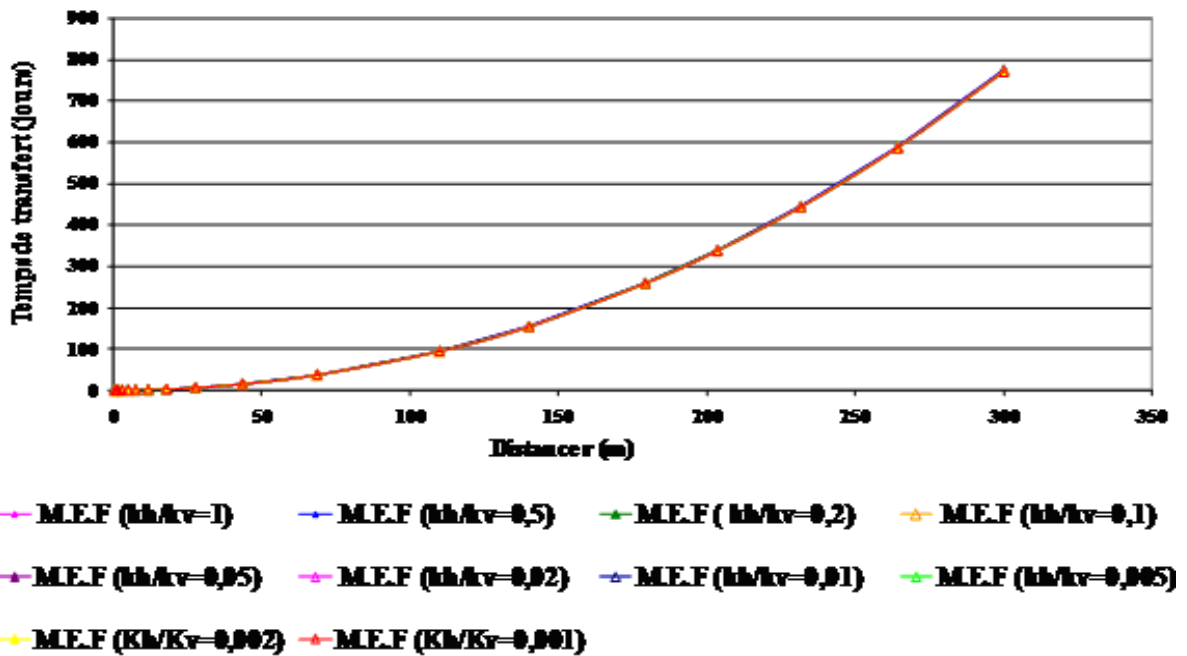


Figure (IV-41) : Temps de transfert en fonction de la distance radiale pour les aquifères homogènes anisotropes influencés par la recharge comparé avec les temps de transfert pour l’aquifère homogène isotrope influencé par la recharge pour ($k_h < k_v$).

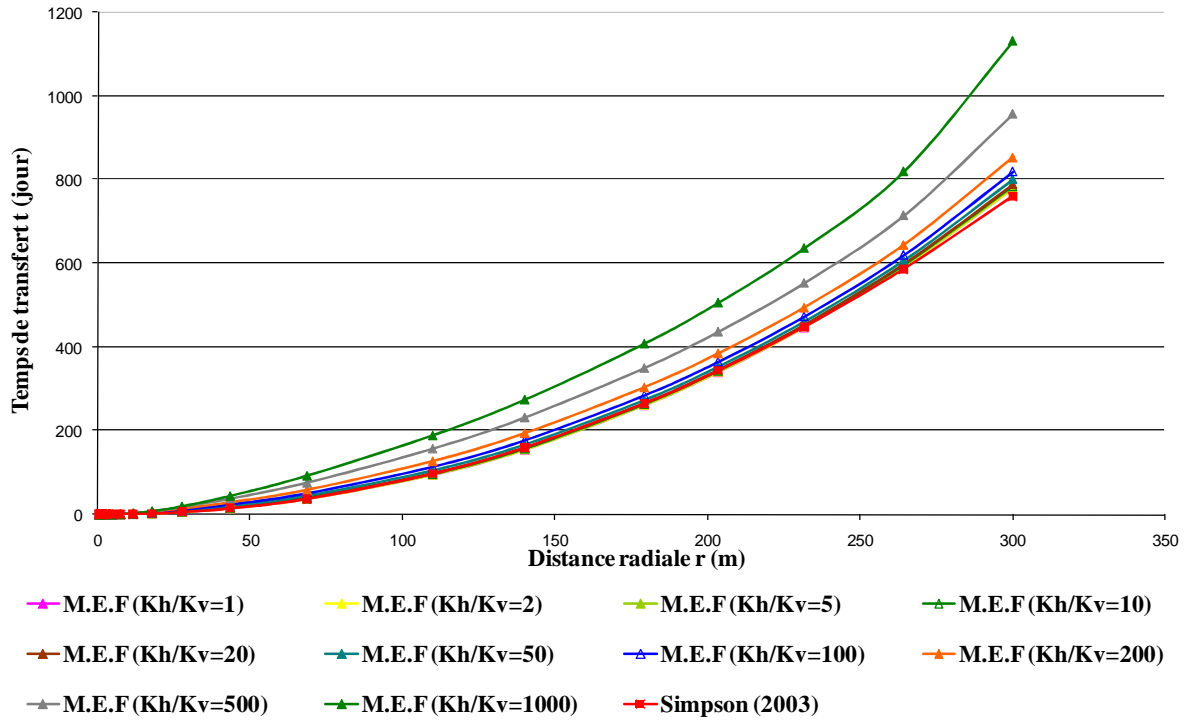


Figure (IV-42) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères anisotropes homogènes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Simpson et al. (2003) pour ($k_h > k_v$).

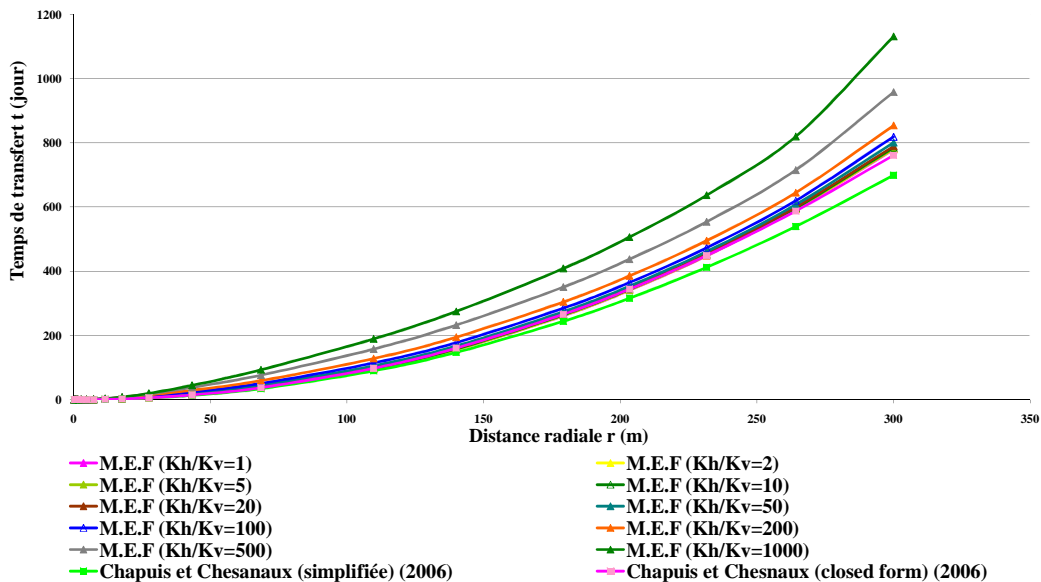


Figure (IV-43) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Chapius et Chesnaux (2006) (Closed form et méthode simplifiée) pour ($k_h > k_v$).

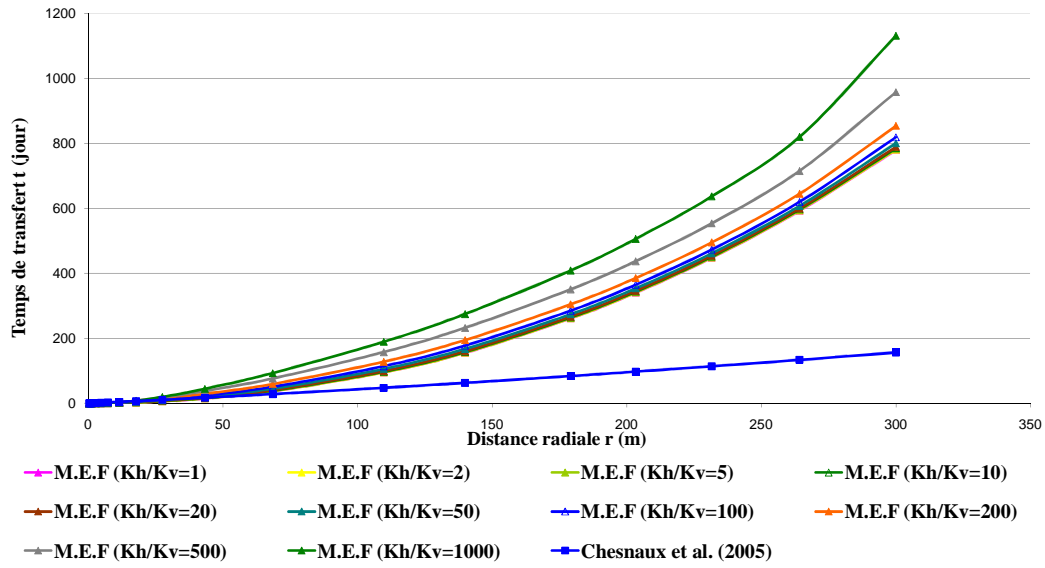


Figure (IV-44) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Chesnaux et al. (2005) pour ($k_h > k_v$).

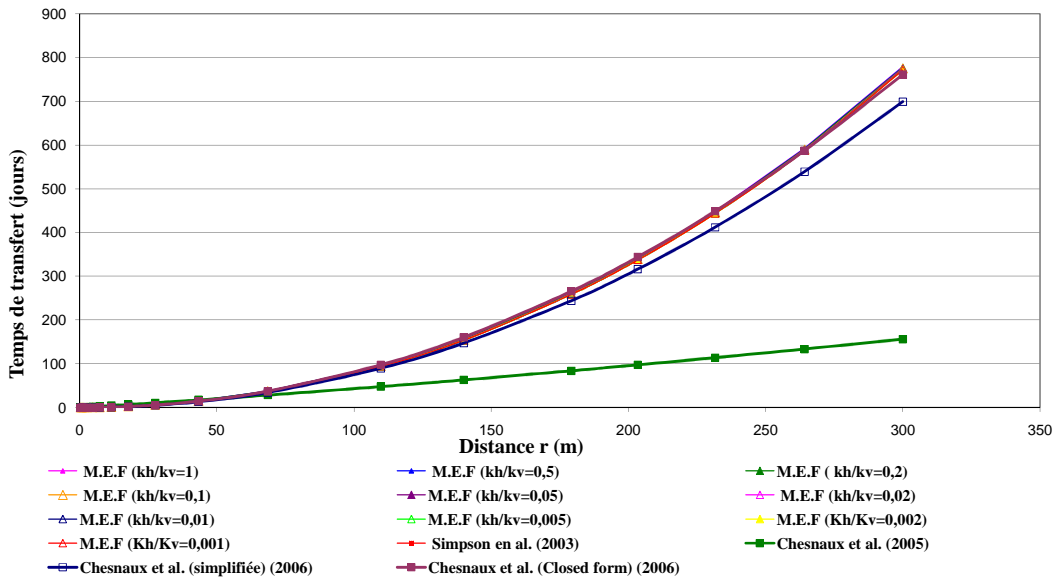


Figure (IV-45) : Comparaison entre les temps de transfert numériques pour les aquifères homogènes anisotropes alimentés par la recharge verticale et les temps de transfert trouvé par Simpson et al. (2003), Chapuis et Chesnaux (2006) et Chesnaux et al. (2005) pour ($k_h < k_v$).

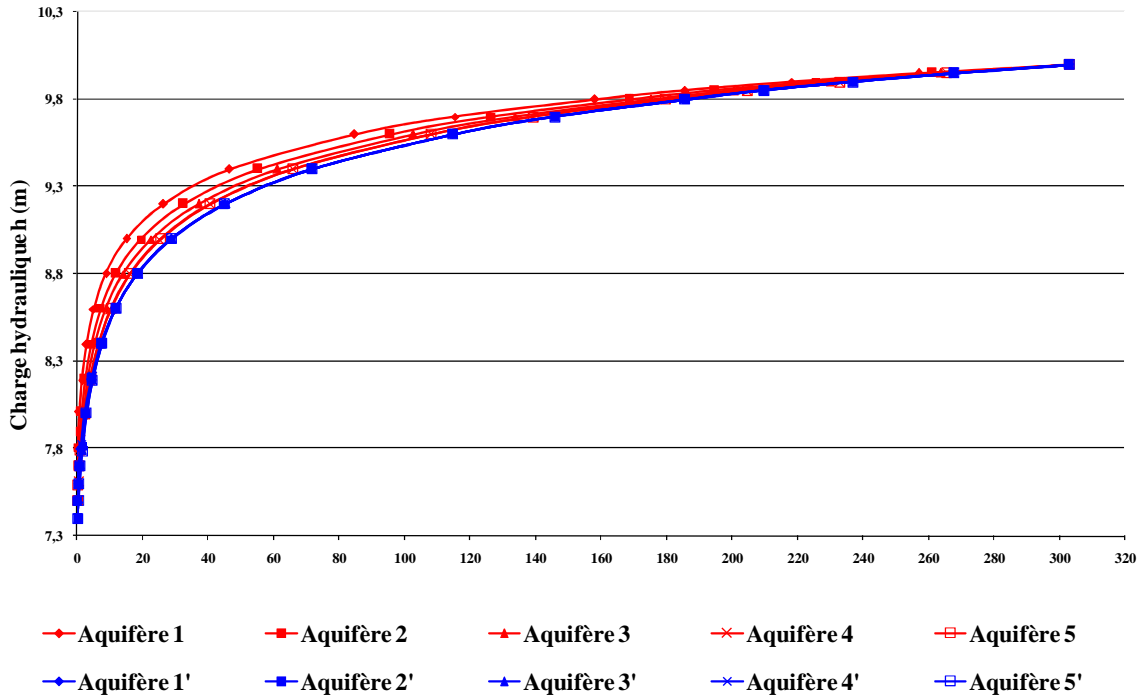


Figure (IV-46) : Comparaison entre les surfaces libres des nappes phréatiques des aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères homogènes anisotropes équivalents.

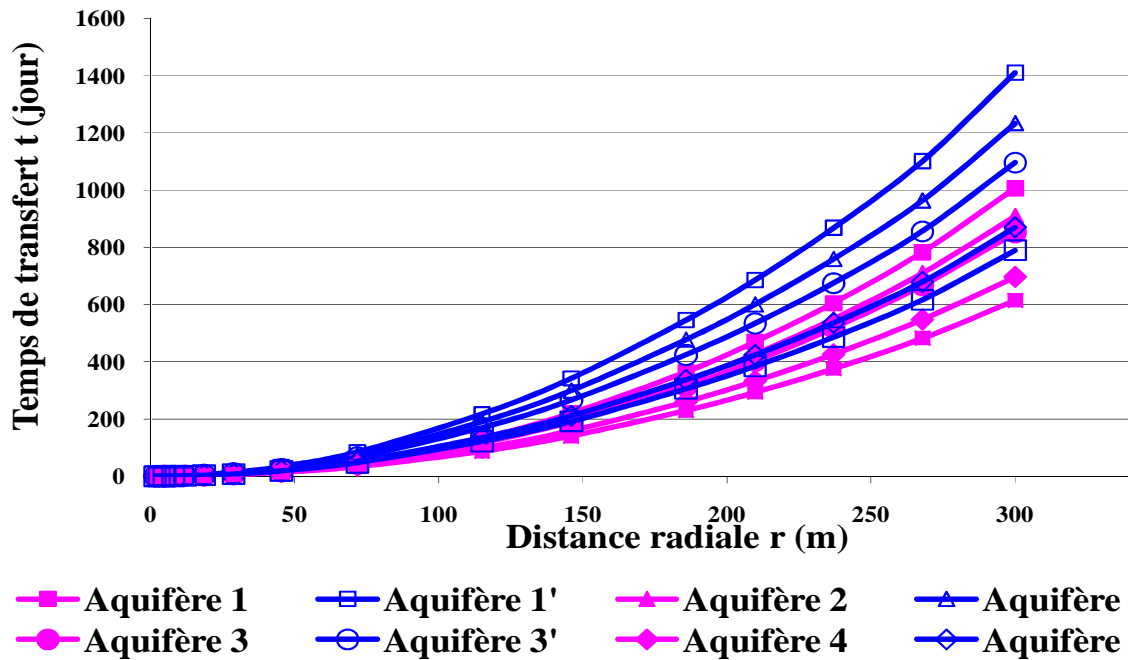


Figure (IV-47) : Temps de transfert dans les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes.

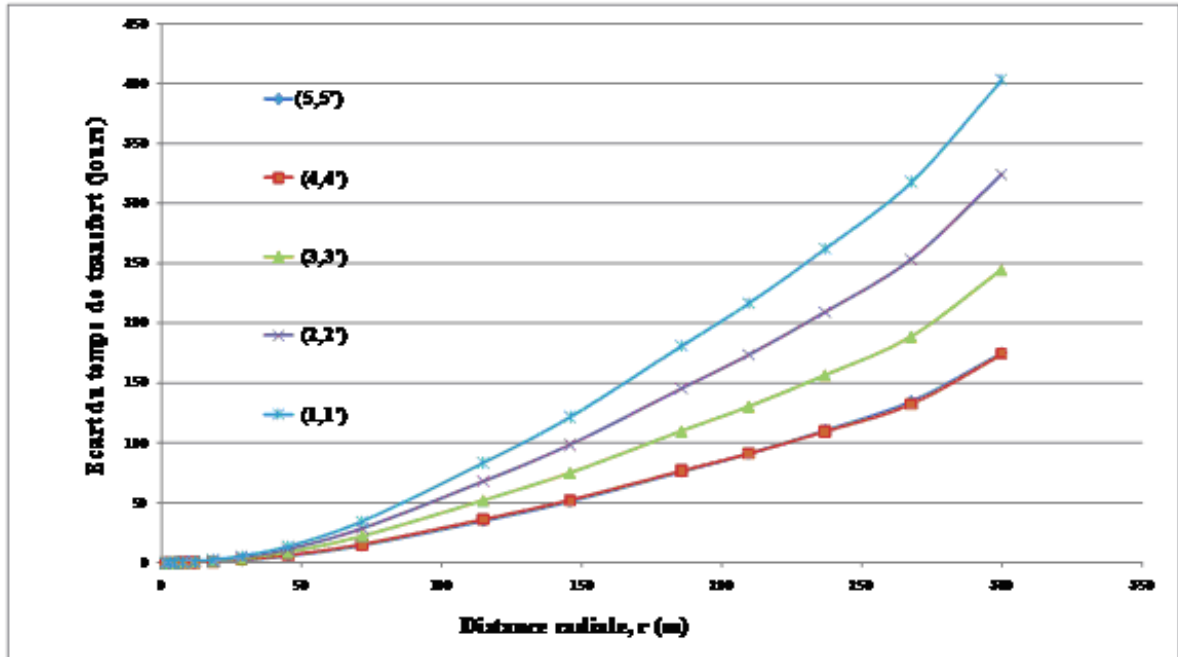


Figure (IV-48) : Ecart des temps de transfert des modèles stratifiés avec les modèles anisotropes homogènes équivalents.

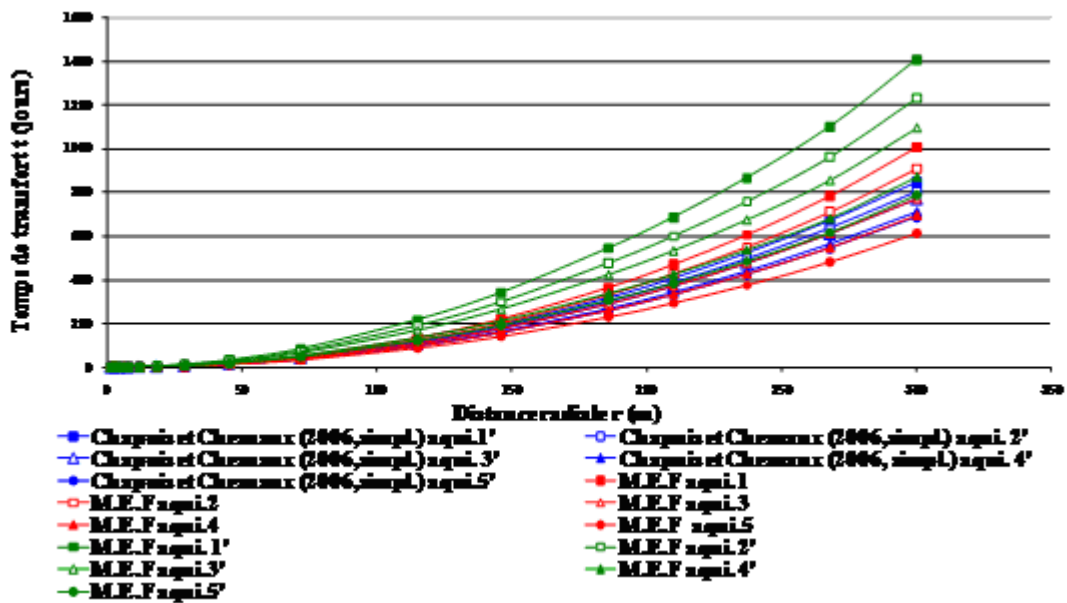


Figure (IV-49) : Comparaison des résultats de la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) et les résultats trouvés par la M.E.F pour les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes.

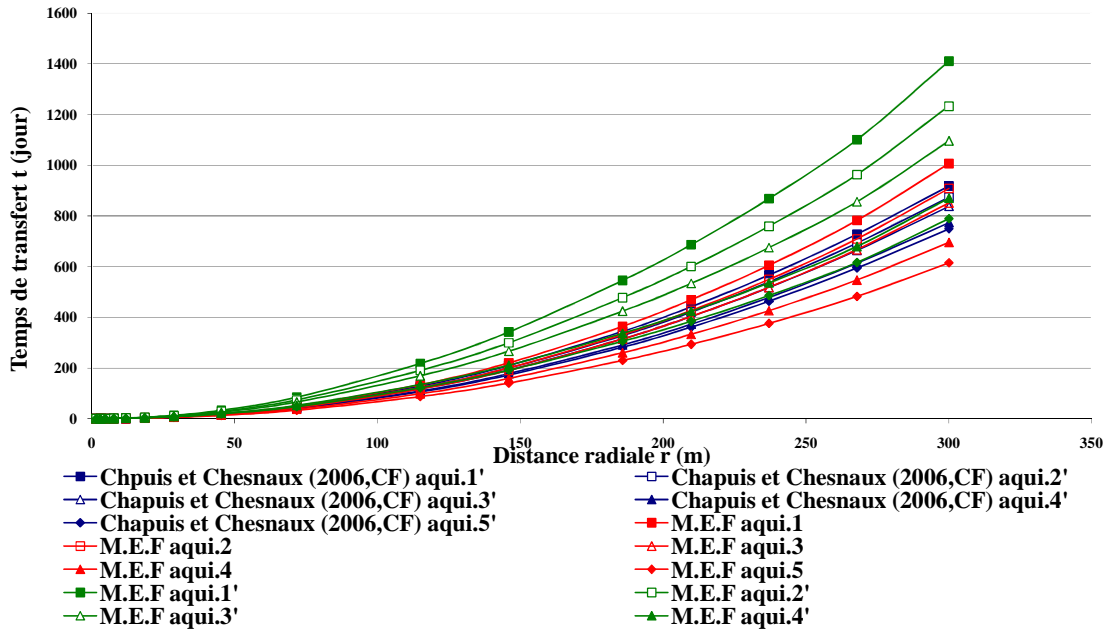


Figure (IV-50) : Comparaison des résultats de la méthode analytique de Chapuis et Chesnaux (closed form) (2006) et les résultats trouvés par la M.E.F pour les aquifères hétérogènes isotropes et les aquifères équivalents homogènes anisotropes.

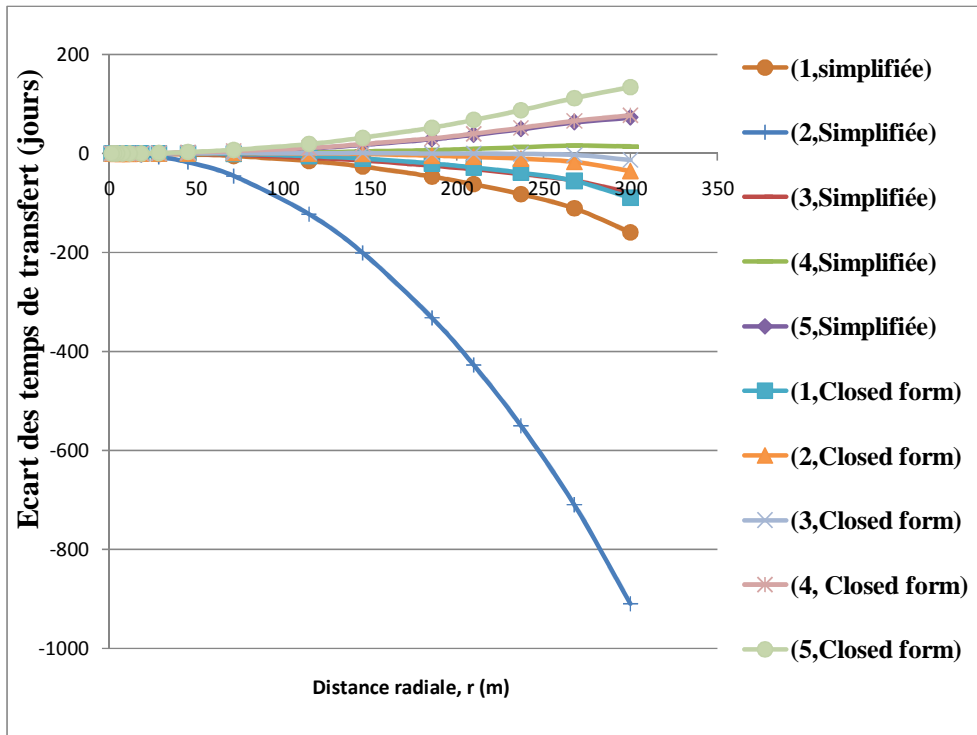


Figure (IV-51) : Ecart absolu des temps de transfert entre les méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés.

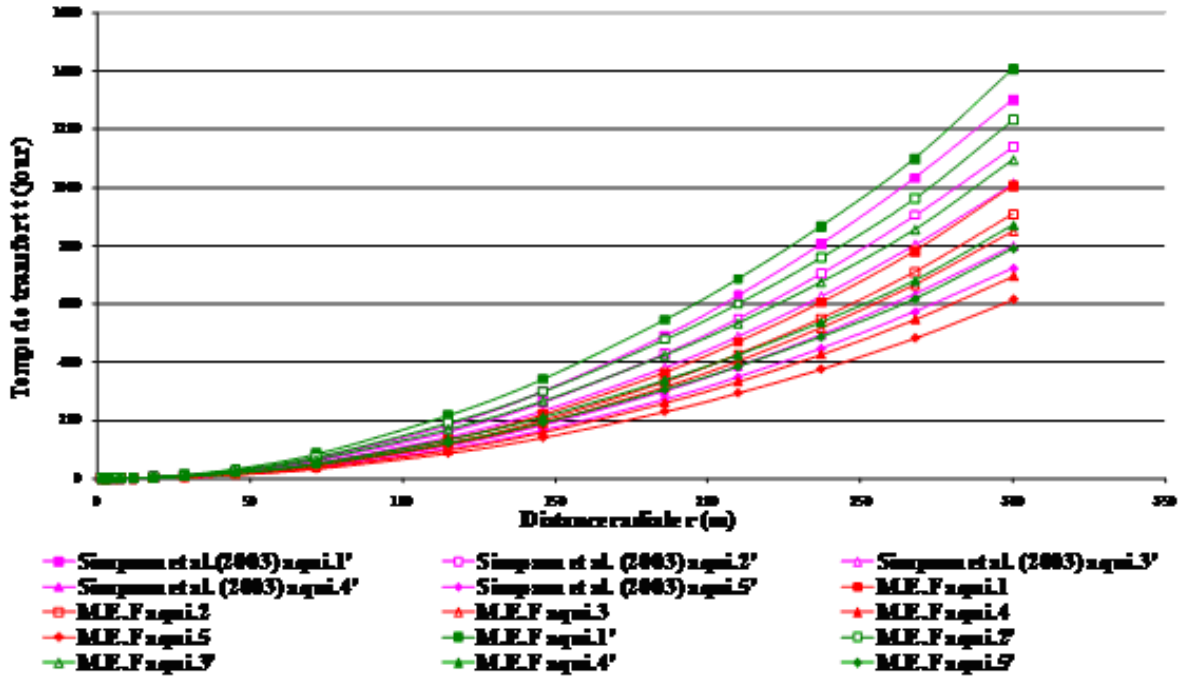


Figure (IV-52) : Comparaison entre la méthode de Simpson et al. (2003) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés et les modèles d'aquifères équivalents homogènes anisotropes.

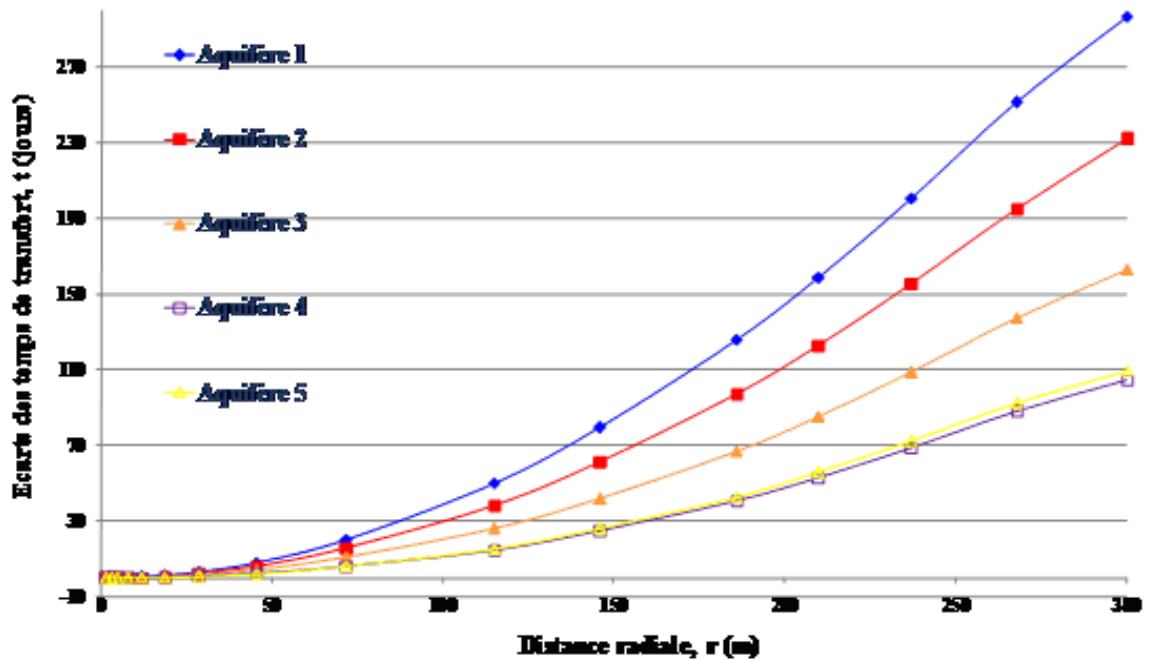


Figure (IV-53) : Ecart absolu des temps de transfert entre la méthode de Simpson et al. (2003) et la M.E.F pour les modèles d'aquifères stratifiés.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Afin de définir le périmètre de protection pour un aquifère à nappe libre, nous avons visé notre but dans ce chapitre pour le calcul des temps de transfert. Pour cela, nous avons utilisé deux approches : analytique et numérique.

Les méthodes analytiques utilisées sont : la méthode de Grubb (1993), la méthode de Simpson et al. (2003), les méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) et la méthode de Chesnaux et al. (2005). Toutes ces méthodes, sauf la méthode de Chesnaux et al. (2005), ne prennent pas en considération l'influence de la recharge verticale dans leurs expressions du temps de transfert. Ainsi, toutes ces méthodes font le calcul que pour des aquifères horizontaux homogènes anisotropes. Le calcul numérique des temps de transfert a été fait à l'aide du logiciel CTRAN/W.

En première phase, nous avons comparé les résultats des méthodes de Grubb (1993), la méthode de Simpson et al. (2003), les méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) avec les temps de transfert, numériques, dans un aquifère horizontal homogène isotrope non alimenté par une recharge.

Pour comparer avec la méthode Grubb (1993), nous avons simulé un écoulement régional initial de 0,5 m de rabattement. La méthode de Grubb (1993) sous estime le temps de transfert. Donc, elle surestime le rayon du périmètre de protection en lui donnant une valeur de **346,83 m**.

La méthode analytique de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006) (closed form), sont montrées qu'elles donnent des bons résultats pour en les comparants avec les résultats de modèle numérique isotrope homogène. Ces deux méthodes aboutissent à une valeur de rayon de périmètre de protection identique au rayon trouvé par la M.E.F pour le cas isotrope homogène. Par contre la méthode simplifiée de Chapuis et Chesnaux (2006) sous estime le temps de transfert. Donc elle surestime le rayon du périmètre de protection en lui donnant une valeur proche de **267 m**. Le rayon numérique du périmètre de protection a été trouvé égal à **255 m**.

Dans une deuxième étape, une recharge a été rajoutée à l'aquifère horizontal homogène isotrope à nappe libre. La comparaison des résultats trouvés pour ce modèle avec les résultats du modèle non alimenté par la recharge a montré qu'il y a une légère différence entre les temps de transfert des deux modèles due au fait que la recharge participe à l'accélération de l'écoulement. Donc, les deux modèles ont eu des rayons de périmètre de protection identiques d'une valeur égale à **255m**.

La méthode de Chesnaux et al. (2005), malgré qu'elle prend en considération l'effet de recharge, elle donne des valeurs du temps de transfert très éloignée des valeurs numériques. Elle surestime le rayon de périmètre de protection en lui donnant une valeur égale à **782,58 m**.

La troisième étape était de considérer des aquifères horizontaux homogènes anisotropes. Cette anisotropie est exprimée par deux manières différentes : l'une est de considéré $k_h > k_v$, l'autre est de considéré $k_h < k_v$. Donc, il a été montré qu'en négligeant la première anisotropie, nous sous estimons les temps de transfert et nous surestimons les rayons des périmètres de protection. Par contre, en négligeant la deuxième anisotropie, les résultats trouvés pour les aquifères homogènes anisotropes ne s'éloignent pas des résultats trouvés pour le cas isotrope homogène.

En comparant les résultats des aquifères anisotropes homogènes non alimentés par la recharge avec les résultats des méthodes de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006), il a été trouvé qu'en négligeant la première anisotropie, ces méthodes analytiques sous estiment le temps de transfert et donc surestiment le rayon de périmètre de protection. Par contre, en négligeant la deuxième anisotropie, les résultats de ces méthodes ne s'éloignent pas des résultats des modèles anisotropes, sauf pour la méthode simplifiées de Chapuis et Chesnaux (2006).

Enfin, des aquifères à nappe libre, horizontaux, homogènes, anisotropes, alimentés par la recharge ont été considérés. Cette anisotropie est exprimée par deux manières différentes : l'une est de considérer $k_h > k_v$, l'autre est de considérer $k_h < k_v$. En comparant les résultats de ces modèles avec les résultats de l'aquifère isotrope alimenté par la recharge, il a été conclu que le fait de négliger de l'anisotropie, s'exprimant en $k_h > k_v$, mène à sous estimer le temps de transfert et par conséquent, à surestimer le rayon de périmètre de protection.

En comparant les temps de transfert de ces aquifères anisotrope alimentés par la recharge avec les résultats analytiques de Simpson et al. (2003) et Chapuis et Chesnaux (2006), il a été trouvé que ces méthodes sous estiment le temps de transfert en négligeant l'anisotropie et l'influence de la recharge verticale. Par conséquent, elles surestiment les rayons des périmètres de protection.

La méthode de Chesnaux et al. (2005), prend en considération l'effet de recharge verticale mais elle néglige l'anisotropie. De ce fait, elle surestime le rayon de périmètre de protection.

En traitant l'hétérogénéité, nous avons considéré 5 aquifères hétérogènes d'épaisseurs et des conductivités hydrauliques différentes. Ainsi, nous avons considéré 5 homogènes anisotropes équivalents.

Il a été conclu que les deux méthodes de Chapuis et Chesnaux (2006) (simplifiée et closed form) ne peuvent être appliquées pour les aquifères hétérogènes isotropes, ni pour leurs aquifères équivalents.

Parmi les méthodes analytiques traitées pour l'étude d'hétérogénéité, la méthode de Simpson et al. (2003) paraît qu'elle donne des résultats s'approchant des résultats trouvés pour les aquifères hétérogènes isotropes et des résultats trouvés pour les aquifères équivalents homogènes anisotropes.

Des calculs faits des temps de transfert, il était indispensable de passer par la validation et calcul des paramètres hydrogéologiques par le logiciel SEEP/W. En effet, les surfaces de suintement ont été calculées et la surface libre de la nappe phréatique pour chaque modèle numérique simulé a été.

Pour le modèle homogène isotrope non alimenté par la recharge et pour le modèle homogène isotrope alimenté par la recharge, une élévation de la surface de suintement égale à **7,4 m** a été trouvée.

En traitant les cas anisotropes, il a été trouvé que la valeur d'élévation de la surface de suintement augmente en augmentant le rapport k_h/k_v , pour les aquifères alimentés par la recharge comme pour les aquifères non alimentés par la recharge. Et ceci est à cause de la diminution de la participation de la composante verticale de la conductivité hydraulique.

Perspectives :

- Analyse des modèles stratifiés influencés par la recharge verticale.
- Les méthodes analytiques de Grubb (1993), Simpson et al. (2003), Chesnaux et al. (2005) et Chapuis et Chesnaux (2006) doivent être révisées pour incorporer les facteurs d'anisotropie, d'hétérogénéité et de la recharge verticale.
- Développement d'une méthode analytique ou semi analytique de calcul des temps de transfert sur la base des méthodes analytiques évaluées et les résultats trouvés dans ce travail.
- Calcul des temps de transfert et des périmètres de protection en considérant un polluant réactif.

Liste des références bibliographiques

Anderson, M.P. et W.W. Woessner. 1992. Applied Groundwater Modeling. Academic Press. 380 p.

Bair, E. S. Sheets, R. A. Eberts, S. M. 1990. Particle-tracking analysis of flowpaths and travel times from hypothetical spill sites within the capture area of a wellfield. Ground Water 28, no. 6 : 884-892.

Banton O., 1998. PARAPOL : Logiciel analytique pour la détermination de l'aire d'alimentation. INRS-EAU.

Beaudet, R. 1999. Les eaux souterraines. Bureau d'audience publique sur l'environnement. Québec.

Bear, J. Jacobs, M. 1965. On the movement of the water bodies injected into aquifers. Journal of Hydrology, 3 : 37-57.

Bear, J. 1972. Dynamics of Fluids in Porous Media. New York: Dover Publications Inc.

Bear, J. 1979. Hydraulics of Groundwater. New York : McGraw-Hill.

Bouchard, J. P. 1985. Sureté des captages d'eau souterraine à proximité des rivières. La houille blanche, n°1, 1985 : 53-71.

Bradbury K.R. et Muldoon M.A., 1994. Effects of fracture density and anisotropy on delineation of wellhead protection areas in fractured-rock aquifers. Applied Hydrogeology, 3 : 17-23.

Castany, G. 1982. Principes et Méthodes de l'Hydrogéologie. Bordas, Paris. ISBN : 2-04-011221-9.

Castany, G. 1967. Traité pratique des eaux souterraines. 2eme édition, Dunod, Paris, 661 p.

Chapuis, R. P., Crespo, R., Chenaf, D. and Aubertin, M. 1993. Evaluation of ground water f. e. m. software for steady state and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon: 61-70.

Chapuis, R. P. 1999. - Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les publications du Québec, Sainte-Foy (Québec).

Chapuis, R. P., Chesnaux, R. 2006. Travel time to a well pumping an unconfined aquifer without recharge. Ground water 44, no. 4 : 600-603.

Chenaf, D. 1997. Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifères. Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de philosophiae doctor (ph-d.) Ecole Polytechnique de Montréal. Département de Génie Minérale. 334 p.

Chenaf, D., Chapuis, R. P. 1998. Etude numérique du pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe libre. 51^{ième} conférence canadienne de Géotechnique.

Chenaf, D., Chapuis, R. 2007. Seepage Face Height, Water Table Position, and Well Efficiency at Steady State. Ground Water 45, no. 2 : 168-177.

Chesnaux, R., Molson, J. W., Chapuis, R. P. 2005. An analytical solution for ground water transit time through unconfined aquifers. Ground water 43, no. 4: 511-517.

Chouqi, T. 2002. Evaluation par méthode numérique des théories classiques d'interprétation des essais de pompage à nappe libre. Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise es sciences appliquées (Génie minéral) Ecole polytechnique de Montréal. Département de Génie Minérale. 245 pages.

Conseil canadien des ministres de l'environnement. Report CCME EPC-NCSRP-48E : 211-255.

Crespo, R. 1994. Modélisation par éléments finis des écoulements à travers les ouvrages de retenue et de confinement des résidus miniers, Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique de Montréal.

Darcy H., 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris, V. Dalmont, 674 p.

Dagan, G. 1989. Flow and transport in porous formations. Springer-Verlag, 465 p.

Dupuit, J. 1863. Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2ieme édition, Paris, Dunod, 30p.

Dupuit, J. 1857. Mémoire sur le mouvement des eaux dans les terrains perméables. Mémoire déposé en 1857, rapporté aux C.R. des séances de l'Académie des Sciences, Paris, tome LII, séance du 3 juin 1861.

Earle R. et Middleman B., 1993. Modeling horizontal and vertical capture zones in the Brunswick shale : An application to porous flow theory to a fractured aquifer. Ground Water Management Book 16, pp. 797-807.

El Mansouri, B., Y. Loukili, D. Esselaoui. 1999. Une approche numérique des périmètres de protection des captages des eaux souterraines. Académie des sciences Elsevier, Paris, France : 695-700.

EPA, 2000. Working with WhAEM 2000, U. S. Environmental Protection Agency EPA/600/R-00/022.

Forchheimer, P. 1901. Wasserbewegung durch Boden. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 45 : 1782-1788.

Freeze, R.A., and Cherry, J.A., 1979. Groundwater. Prentice-Hall.

Frind, E. O. Mohammed, D. Molson, J. W. 2002. Delineation of three-dimensional capture zones in a complex aquifer. Ground water 40, no. 6 : 586-598.

Gelhar, L.W. 1993. Stochastic subsurface hydrology. Prentice Hall, 390 p.

GEO-SLOPE International, Ltd. 2008. Contaminant Modeling with CTRAN/W/W 2007. Alberta, Canada.

GEO-SLOPE International Ltd. 2008. Seepage Modeling with SEEP/W 2007. Alberta, Canada.

Gilli, E., Mangan, C., Mudry, J., 2004. Hydrogéologie: Objets, Méthodes, Applications. Dunod, Paris. ISBN : 210 0070347.

Grubb S., 1993. Analytical model for estimation of steady state capture zones of pumping wells in confined and unconfined aquifers. Ground Water 31, no. 1 : 27-32.

Harbaugh, J.W. et G. Bonham-Carter. 1970. Computer Simulation in Geology. John Wiley, Floride, USA, 575 p.

Hofmann, W., Lillich, W. 1973. Problematik der Bemessung der engeren Schutzzone für Lockergesteinsaquifere. Z. Deutch, Geol. Gesellschaft Band 124, 1 Abb Hannover, 1973.

Kemper, W.D., and Van Shaik, J.C., 1966. Diffusion of Salts in Clay-Water Systems. Soil Science of America Proceedings, Vol.30.

Kruseman, G.P. et N.A. De Ridder. 1990 (2nd edition). Analysis and Evaluation of Pumping Test Data. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands, 376 pages.

Lallemand-Barrès, A. Roux, J. C. 1989. Guide méthodologique d'établissement des périmètres de protection des captages d'eau souterraine destinée à la consommation humaine. Orléans, France : Éditions du BRGM.

Lerner, D.N., A.S. Issar et I. Simmers. 1990. Groundwater Recharge – A guide to understanding and estimating natural recharge. International Association of

Hydrogeologists. International Contributions to Hydrogeology. Verlag Heinz Heise, 345 p.

Lillich, W., Luttig, G. 1972. Der Gewässerschutz aus hydrogeologischer Sicht, insbesondere hydrogeologische Kriterien zur Festsetzung von Wasserschutz-gebieten GWF Wasser (Afwasser 113 (1972) H. 10).

Livet, M. 2004. Vulnérabilité des ressources en eau et protection des captages pour alimentation en eau potable. Revue Française des Laboratoires, no 364.

Mandle, R. J. 2002. Groundwater Modeling Guidance. Michigan Department of Environmental Quality.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, 1996. La problématique des eaux souterraines au Québec, avril 1996, 73 p.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, 1997. Politique de protection et de conservation des eaux souterraines, document de travail, Service des pesticides et des eaux souterraines, juin 1997, 49 p et annexe.

Molson, J., E. Frind et E. Sudicky. 1994. Groundwater flow and contaminant transport models. Subsurface Assessment Handbook for Contaminated Sites. Section 6. Le Conseil canadien des ministres de l'environnement. Report CCME EPC-NCSR-48E : 211-255.

New Jersey Department of Environmental Protection. 2003. Guidelines for delineation of well head protection areas in New Jersey.

Northwood Technologies Inc., 2000. Vertical Mapper: Contour modeling and display software: version 2.6. Northwood Technologies Inc.

Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage OFEFP. 2003. Dimensionnement des aires d'alimentation Zu. Berne Suisse.

Rasmussen, H., et A. Rouleau. (2003). Guide de détermination d'aires d'alimentation et de protection de captages d'eau souterraine. Université de Québec à Chicoutimi Canada. 182 p.

Rasmussen, H., A. Rouleau et S. Chevalier. (2006). Outils de détermination d'aires d'alimentation et de protection de captages d'eau souterraine. Université de Québec à Chicoutimi Canada. 303 p.

Reilly, T.E. et D.W. Pollock. 1996. Sources of water to wells for transient cyclic systems. *Ground Water*, **34** (6): 979-986.

Renard, F. 2002. Master Professionnel- DESS, Cours d'Hydrogéologie.

Rentier, C. (2002). Méthode stochastique de délimitation des zones de protection des captages d'eau. Conditionnement des mesures de conductivité hydraulique, de hauteur piézométrique et de résistivité électrique. Thèse de Doctorat. Université de Liège. 204 p.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *physics*, **1**, 318-333.

Rivard, C. 1995. Etude de la contamination par les sels déglaçants d'un aquifère à nappe libre: Cas de Ste-Julienne, Québec. Ecole Polytechnique de Montréal. Québec. Canada. Avril 1995. 179 p.

Sauty, J. P., Thiery, D. 1975. Utilisation d'abaques pour la détermination des périmètres de protection. BRGM 75 SGN 430 AME.

Scalzo C, 1998. Estimation de l'incertitude des périmètres de protection par l'analyse du transport dispersif. Mémoire de maîtrise, Ecole polytechnique de Montréal, 161p.

Schneebeli, G. 1956. Sur l'hydraulique des puits. Symposia Darcy, Publication No. 41 de l'association

Simpson, M. J. Clement, T. P. Yeomans, F. E. (2003). Analytical model for computing residence times near a pumping well. *Ground water*. Vol: 41, n° 3: 351-354.

Strack, O.D.L. 1989. *Groundwater Mechanics*. Prentke-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 732 p.

Strack, O.D.L. 2001. Overview of AEM. *International Groundwater Modeling Center, Newsletter*, **43** (1).

Tcharyni, I. A. 1951. A rigorous derivation of Dupuit's formula for unconfined seepage with seepage surface. *Dokl. Akad. Nauk. SSR (in Russian)*, 79 : 937-940.

Todd, D.K. 1980. *Groundwater Hydrogeology*. 2e édition. John Wiley, États-Unis, 535 p.

U. S. EPA, 1987. Guidelines for Delineation of Wellhead Protection Area. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Ground-Water Protection, pagination multiple. Guidelines for Delineation of Wellhead Protection Areas: U.S. EPA Office of Ground-Water Protection, Chapters paginated separately, June, 1987.

Verreault, M. 2003. Étude méthodologique pour l'estimation de l'aire d'alimentation de captage d'eau souterraine en milieu complexe. Mémoire de maîtrise de l'Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, 131 p.

Vieux B.E., Mubarak M.A., Brown D., 1998. Wellhead protection area delineation using a coupled GIS and groundwater model. *Journal of Environmental Management* 54 no.3, p.205.

Wisconsin Department of Natural Resources Determining. 1993. Wellhead Protection Area Boundaries –An Introduction.

Wolfram, S. 1996. *The mathematica book*. 3rd ed. Cambridge U.K.: Cambridge University Press.