



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique

École Doctorale : Sciences de l'Eau et Développement Durable

Option : Sciences de l'eau

Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau

Mémoire de Magistère

*Présenté par :*

**BOUKEMIDJA Sarah**

*Ingénieure d'état en Hydraulique*

*Diplômée de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique*

**Thème :**

**INTERPRETATION DES ESSAIS D'AQUIFERE EN PHASES DE  
POMPAGE ET DE REMONTEE DANS UN MILIEU CONFINE  
HETEROGENE ET ANISOTROPE**

*Soutenu le 10/05/2010, devant le jury composé de :*

<b>Mr. A. KETTAB</b>	<b>Professeur, ENP</b>	<b>Président</b>
<b>Mme. D. CHENAF</b>	<b>Professeure, RMC, Canada</b>	<b>Promoteur</b>
<b>Mr. A. SEMMAR</b>	<b>Maitre de Conférences</b>	<b>Examinateur</b>
<b>Mme. R. MITICHE</b>	<b>Maitre de Conférences</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mr. M. RAMDANE</b>	<b>DG adjoint ANRH</b>	<b>Examinateur</b>

**ENP, Mai 2010**

## Remerciements

Je remercie Dieu Clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et la patience pour bien mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à ma directrice de thèse Professeure Djaouida CHENAF pour son soutien moral, ses conseils et ses suggestions forts utiles tout le long du projet, pour le temps et la patience qu'elle a investit en moi.

J'exprime ma gratitude à Monsieur Pr. A.KETTAB, coordonnateur de l'Ecole Doctorale SEDD à l'Ecole Nationale Polytechnique pour son veille et son accueil.

Mes remerciements les plus chaleureux sont destinés aux membres de Jury qui m'ont accordé l'opportunité de valoriser ce travail, je remercie ainsi le personnel de l'ANRH d'Alger pour son accueil.

Que tous ceux et celles qui ont contribué à ma formation ou m'ont aidé de près ou de loin trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à la mémoire de mon très cher père,*

*A ma chère maman qui m'a offert amour et soutien moral ;*

*A mes deux frères Amine et Idris ;*

*A ma chère petite Hala;*

*A mon petit neveu Abdallah ;*

*A toute ma famille exceptionnellement mes grands parents ;*

*A tous ceux qui me sont chers ;*

### المخلص

تجارب الطبقات الحاملة للمياه كثيرة الاستعمال في الواقع لتحديد الخصائص الهيدروديناميكية للطبقات الحاملة المحصورة . غير ان تفسير معطيات الانخفاض من خلال هذه التجارب بالتغير الزماني و المكاني في الطرق المستعملة يقوم اساسا على افتراضات تبسيطية للواقع . النهج الاكثر استعمالا في حالة الطبقات الحاملة المحصورة غير المتجانسة و المتباينة الخواص وخصوصا النموذج المتكون من طبقات هو اعتبار النموذج المتجانس. يعتبر هذا النهج بسيطا في حالة نظام الجريان المستمر. ولكن في حالة نظام الجريان غير المستقر, يعتبر هذا النهج اكثر تعقيدا, وذلك خلافا للنظام المستمر الذي فيه يتغير فقط معامل الناقلية الهيدروليكية. فان نظام الجريان غير المستقر يعتبر ايضا تغيرات معامل التخزين تجارب الطبقات الحاملة للمياه في مرحلتي الضخ وعودة المنسوب الجوفي في وسط ذو طبقات ممثلة باستخدام طريقة العناصر المحدودة, وذلك باعتبار نهجين الاول باتخاذ نفس منحنى القدرة الاستيعابية للماء بالنسبة لكل الطبقات, والثاني باختلاف هذه الأخيرة من طبقة إلى أخرى, من بين النموذجين, يعتبر الثاني الأكثر تمثيلا

### الكلمات المفتاح

الطبقات الحاملة للمياه, خاصية الطبقة, عدم التجانس, عدم التباين, تجارب الضخ

### Résumé

Les essais d'aquifères sont très utilisés en pratique pour la détermination des caractéristiques hydrodynamiques des aquifères confinés. Cependant, les interprétations des données de rabattements fournies par ces essais en fonction des coordonnées spatiales ou temporelle restent limitées aux méthodes disponibles se basant sur des hypothèses très simplistes de la réalité. L'approche la plus fréquemment utilisée, dans le cas des aquifères hétérogènes et anisotropes en particulier le modèle stratifié consiste à considérer le modèle équivalent homogène et anisotrope. Bien qu'en régime permanent cette approche soit simple, elle ne l'est pas autant en régime transitoire, car pour ce dernier régime, non seulement la distribution du coefficient de conductivité hydraulique est importante à connaître, mais aussi la distribution de la fonction d'emmagasinement. Les essais d'aquifères en pompage et en remontée en milieu stratifié considéré comme hétérogène et anisotrope et en modèle homogène et anisotrope équivalent sont modélisés numériquement par la méthode des éléments finis. Deux approches d'équivalence sont considérées : des modèles avec une courbe caractéristique de teneur en eau volumique identique à celle des strates (MODi-A) et ceux avec une courbe différente pour chaque strate (MODi-B). Les résultats obtenus montrent que parmi les deux approches considérées en régime transitoire, le MODi-A est le plus représentatif.

### Mots clefs :

Aquifère, stratification, anisotropie, hétérogénéité, essais de pompage

### Abstract

Aquifers tests are widely used in practice to determine the hydrodynamic characteristics of confined aquifers. However, interpretation of drawdown data, provided by these tests as functions of spatial or temporal coordinates, are only possible with the use of very simplistic assumptions of reality. The very common approach used in the case of heterogeneous and anisotropic aquifers in particular layered aquifers, is to consider the homogeneous and anisotropic equivalent model. If this approach is very easy to use in steady state it is not in nonsteady state. In this case, spatial distributions of both hydraulic conductivity and storativity functions are important. Aquifer tests in both pumping and recovery phases in multilayered confined aquifers considered as heterogeneous and anisotropic and in a homogeneous and anisotropic equivalent aquifer (MEH), are simulated numerically using the finite element method. Two models are considered: one with the same characteristic curve of volumetric water content for all layers (MODi-A), and one with a different curve for each layer (MODi-B). The results show that among the two models considered in transient flow, the MODi-A is the most representative.

### Key words:

Aquifer, stratification, anisotropy, heterogeneity, pumping tests

## TABLE DES MATIERES

<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>ii</b>
<b>DEDICACES.....</b>	<b>iii</b>
<b>RESUME.....</b>	<b>iv</b>
<b>TABLE DES MATIERES.....</b>	<b>v</b>
<b>Liste des Tableaux.....</b>	<b>viii</b>
<b>Liste des Figures.....</b>	<b>ix</b>
<b>Liste des Symboles.....</b>	<b>xv</b>
 INTRODUCTION	 1
 CHAPITRE II3	
DEFINITIONS GENERALES, PARAMETRES D'AQUIFERES ET EQUATIONS D'ECOULEMENT	3
2.1 INTRODUCTION :	3
2.2 HYDROGEOLOGIE :	3
2.3 AQUIFERES :	3
2.4 PROPRIETES D'AQUIFERES :	4
2.4.1 Porosité, indice des vides et teneur en eau des milieux poreux :	4
2.4.1 Contraintes effectives et compressibilité :	6
2.4.1 Transmissivité :	8
2.4.5 Coefficient d'emménagement :	8
2.5 LOI DE DARCY ET EQUATIONS D'ECOULEMENT :	13
2.5.1 Loi de Darcy et conductivité hydraulique :	13
2.5.2 Equation de continuité :	15
2.6 HETEROGENEITE ET ANISOTROPIE :	16
2.6.1 Types d'aquifères hétérogènes et anisotropes :	17
2.6.2 Généralisation de la loi de Darcy :	18
2.6.3 Ellipsoïde de conductivité d'aquifère anisotrope :	22
2.6.4 Perméabilité des terrains stratifiés :	24
2.4.1 Réfraction de flux et loi de Darcy :	25

## CHAPITRE III 28

### METHODES D'INTERPRETATION DES ESSAIS DE POMPAGE ET DE REMONTEE DANS LES AQUIFERES CONFINES 28

- 3.1 INTRODUCTION : 28
- 3.2 INTERPRETATION DES ESSAIS D'AQUIFERE EN PHASE DE POMPAGE : 28
  - 3.2.1 *Aquifère à nappe captive isotrope et homogène* : .....29
  - 3.2.2 *Aquifères anisotropes* : .....33
- 3.3 INTERPRETATION DES ESSAIS D'AQUIFERE CONFINEE EN PHASE DE REMONTEE : 42
  - 3.3.1 *Méthode de remontée de Theis(1935) pour aquifère isotrope et homogène* : .....43
  - 3.3.2 *Méthode de Hantush-Thomas (1966) pour un aquifère anisotrope* : .....45

## CHAPITRE IV 49

### LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS ET LE LOGICIEL SEEP/W 49

- 4.1 INTRODUCTION : 49
- 4.2 APERÇU SUR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS : 49
- 4.3 DESCRIPTION DU LOGICIEL SEEP/W : 50
- 4.4 EQUATIONS ET HYPOTHESES DE BASE DU LOGICIEL SEEP/W : 51
- 4.5 FORMULATION DE LA SOLUTION PAR ELEMENTS FINIS : 54

## CHAPITRE V 61

### CAS HOMOGENE ISOTROPE ET ANISOTROPE 61

- 5.1 INTRODUCTION : 61
- 5.2 *Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de pompage* .....61
- 5.3 MODELES CONCEPTUELS ET NUMERIQUES ANALYSES EN PHASE DE REMONTEE : 69
  - 5.3.1 *Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de pompage* : 69
  - 5.3.2 *Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de remontée* : 72

## CHAPITRE VI 104

### ESSAIS DE POMPAGE ET DE REMONTEE DANS UN AQUIFERE STRATIFIE ET CONFINE 104

- 6.1 INTRODUCTION 104
- 6.2 ANALYSE DE LA PHASE DE POMPAGE 104
  - 6.2.1 ANALYSE DU POMPAGE AVEC UNE MEME COURBE DE TENEUR EN EAU : 105
    - 6.2.1.1 *Maillage* : .....106
    - 6.2.1.2 *Analyse en régime permanent* : .....106
    - 6.2.1.3 *Analyse en régime transitoire* : .....107

6.2.2	ANALYSE DU POMPAGE AVEC UNE COURBE DE TENEUR EN EAU DIFFERENTE PAR STRATE (EMMAGASINEMENT CONSTANT) :	109
6.2.3	INFLUENCE DE LA LONGUEUR D'AQUIFERE SUR LES RESULTATS:	110
6.2.4	INFLUENCE DE L'EPaisseur D'AQUIFERE SUR LES RESULTATS:	110
6.3	SIMULATIONS DES ESSAIS D'AQUIFERE STRATIFIE EN PHASE DE REMONTEE :	111
6.3.1	<i>Essai de remontée en aquifère stratifié avec même courbe de teneur en eau:</i> .....	<i>111</i>
	CONCLUSIONS	162
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	164

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : valeurs de la compressibilité $\alpha$ pour différents sols (marsily, 1986 ; freeze and cherry, 1979) .....	27
Tableau 2.2 : valeurs types de la conductivité hydraulique pour les matériaux meubles (davis,1969 ; freeze and cherry, 1979 ; neuzil, 1994).....	27
Tableau 5.1 : valeurs du coefficient de conductivite hydrauliques considérées dans les quatre différents modèles anisotropes analysés en regime permanent.....	74
Tableau 5.2 : valeurs des débits correspondants à $n = 5$ , $n = 10$ , $n = 100$ , et $n = 1000$ pour analyse axisymétrique en régime permanent d'aquifère confiné anisotrope homogène.....	74
Tableau 5.3 : valeurs des débits par unité de surface à imposer (fonction 2) correspondants a $n=10$ , $n=100$ , $n=500$ , et $n=1000$ pour analyse axisymétrique en régime transitoire d'aquifère confiné anisotrope homogène.....	75
Tableau 5.4 : durée de la phase transitoire (valeurs des temps pour atteindre le régime permanent) correspondants aux coefficients d'anisotropie $n = 10$ , $n=100$ , $n=500$ , et $n=1000$ pour analyse axisymétrique en régime transitoire d'aquifere confine anisotrope homogène au niveau de $r = 0,1m$ (le régime permanent est atteint au niveau du puits premièrement).....	75
Tableau 5.5: valeurs des interceptes a l'origine des représentations de Cooper-Jacob, $s(r, t)$ vs. $T$ , des analyses axisymétriques du pompage en régime transitoire dans un aquifère confiné homogène et anisotrope avec des coefficients d'anisotropie de $n = 10$ , $n = 100$ , $n = 500$ , et $n = 1000$ .....	76
Tableau 6.1 : paramètres géométriques et hydrodynamiques des modèles stratifiés MODI-A.....	114
Tableau 6.2 : paramètres géométriques et hydrodynamiques et valeurs des débits des modèles stratifiés MODI-A.....	115
Tableau 6.3 paramètres géométriques et hydrodynamiques des modèles stratifiés avec variation de courbe de teneur en eau des MODI-B.....	116
Tableau 6.4 : paramètres géométriques et hydrodynamiques et valeurs des débits des modèles stratifiés MODI-A pour différentes épaisseurs.....	117

## LISTE DES FIGURES

Figure 5.1 : essai d'aquifère confiné limité par une frontière de recharge circulaire. .	77
Figure 5.2 : analyse axisymétrique en régime permanent d'un essai de pompage dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Maillage d'éléments finis sans nœuds secondaires et conditions aux limites. ....	77
Figure 5.3 : variations de la conductivité hydraulique et de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle de l'eau dans l'aquifère.....	78
Figure 5.4 : valeur du débit et distributions des équipotentiels du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires.....	79
Figure 5.5 : analyse axisymétrique en régime permanent du pompage dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Maillage d'éléments finis avec nœuds secondaires et conditions aux limites. ....	79
Figure 5.6 : valeur du débit et distributions des équipotentiels du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires. ....	80
Figure 5.7 : distribution de la charge hydraulique en fonction de la distance radiale $h(r)$ vs $\log r$ , du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires. ....	80
Figure 5.8 : distribution du rabattement en fonction de la distance radiale $s(r)$ vs $\log r$ , du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires. ....	81
Figure 5.9: distribution de la charge hydraulique en fonction de la distance radiale $h(r)$ vs $\log r$ , du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires.....	81
Figure 5.10: distribution du rabattement en fonction de la distance radiale $s(r)$ vs $\log r$ , du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires.....	82
Figure 5.11 : comparaison des distributions de charge hydraulique pour les deux grilles sans et avec nœuds secondaires. ....	82
Figure 5.12 : comparaison de distribution du rabattement pour les deux grilles sans et avec nœuds secondaires. ....	83
Figure 5.13: comparaison des distributions de charge hydraulique en fonction de la distance radiale pour $n = 5$ , $n = 10$ , $n = 100$ et $n=1000$ par rapport au cas isotrope en régime permanent.....	83
Figure 5.14: comparaison de distribution du rabattement en fonction de la distance radiale pour $n=5$ , $n=10$ , $n=100$ et $n=1000$ par rapport au cas isotrope en régime permanent.....	84

Figure 5.15: variations des distributions des charges hydrauliques en fonction du rapport d'anisotropie en régime permanent .....	84
Figure 5.16: variation du débit d'écoulement a la sortie du puits en fonction du rapport d'anisotropie en régime permanent .....	85
Figure 5.16 : analyse axisymétrique du pompage d'aquifère confiné homogène et isotrope. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites utilisées en régime transitoire. ....	85
Figure 5.17: conditions aux limites utilisées comme conditions initiales pour l'analyse axisymétrique en régime transitoire du pompage dans un aquifère confiné homogène et isotrope.....	86
Figure 5.18: fonctions de conditions aux limites utilisées pour l'analyse axisymétrique en régime transitoire de la phase de pompage dans un aquifère confiné limité par une frontière de recharge circulaire. ....	87
Figure 5.20: discrétisation du temps utilisé pour l'analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère confiné.....	88
Figure 5.21 : représentation de Cooper-Jacob de la charge hydraulique en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $h(r,t)$ vs $\log t$ pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope.....	89
Figure 5.22 : représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope, $n=1$ .....	90
Figure 5.23 : représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $h(r,t)$ vs $\log t$ du pompage d'aquifère homogène et isotrope.....	91
Figure 5.24 : représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage d'aquifère homogène et isotrope.....	91
Figure 5.25: représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ du pompage.....	92
Figure 5.26 : représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ du pompage.....	92
Figure 5.27: représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ du pompage.....	93
Figure 5.28: représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ du pompage.....	93
Figure 5.29 : représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage. ....	94

Figure 5.30 : convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent pour $n=10$ .....	94
Figure 5.31: représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage. ....	95
Figure 5.32: convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent pour $n=100$ . ....	95
Figure 5.33 : rabattement de pompage en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $s(r,t)$ vs $\log r$ . ....	96
Figure 5.34: convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent. ....	96
Figure 5.35: représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale $r$ pour différents temps $t$ , $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage. ....	97
Figure 5.36: convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent. ....	97
Figure 5.37: analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect après un temps de pompage de 450 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Arrêt instantané de la pompe. ....	98
Figure 5.38 : fonctions de conditions aux limites utilisées en analyse de la phase de remontée. Schéma indirect (fermeture instantanée de la pompe). ....	99
Figure 5.39: analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe) après un temps de pompage de 450 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de $t/t'$ pour le cas homogène et isotrope. ....	100
Figure 5.40: analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe). Après un temps de pompage de 60 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de $t/t'$ .....	101
Figure 5.41: analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe) après un temps de pompage de 10 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de $t/t'$ .....	102
Figure 5.42: courbes du rabattement résiduel en fonction de $t/t'$ pour le cas homogène et anisotrope, $n=500$ . ....	102
Figure 5.43: analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect après un temps de pompage de 2,5 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Arrêt instantané de la pompe. Courbes du rabattement résiduel en fonction de $t/t'$ .....	103

Figure 6.2 : distributions des rabattements en fonction de la distance radiale $s$ vs $\log r$ pour les 9 modèles stratifiés aux différentes élévations $z=0,15\text{hm}$ , $z=0,25\text{hm}$ , $z=0,5\text{hm}$ , $z=0,75\text{hm}$ , $z=0,9\text{hm}$ en regime permanent .	120
Figure 6.3 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 1	121
Figure 6.4 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 2	121
Figure 6.5 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 3	122
Figure 6.6 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 4	122
Figure 6.7 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 5	123
Figure 6.8 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 6	123
Figure 6.9 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 7	124
Figure 6.10 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , a des rayons fixés du modèle stratifié 8	124
Figure 6.11 : représentation de Cooper Jacob à une élévation de $z=0,5\text{hm}$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 9	125
Figure 6.12 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD1-A	125
Figure 6.13 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD2-A	126
Figure 6.14 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD3-A	126
Figure 6.15 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD4-A	127
Figure 6.16 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD5-A	127
Figure 6.17 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD6-A	128
Figure 6.18 : représentation de cooper jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD7-A	128
Figure 6.19 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD8-A	129

Figure 6.20 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD9-A .....	129
Figure 6.21 : représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD1-A .....	130
Figure 6.22: représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD2-A .....	130
Figure 6.23 : représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD3-A .....	131
Figure 6.24 : représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD4-A .....	131
Figure 6.25 : représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD5-A .....	132
Figure 6.26 : représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD6-A .....	132
Figure 6.27 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD7-A .....	133
Figure 6.28 : représentation de Cooper Jacob pour différents rayons $r$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD8-A .....	133
Figure 6.29: représentation de Cooper Jacob pour différents temps $t$ et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD9-A .....	134
Figure 6.36 : variations du rabattement $s$ en fonction de la distance radiale $r$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux temps $t=10s, t=600s$ et $t=42000s$ pour le modèle stratifié 1 .....	138
Figure 6.37 : variations du rabattement $s$ en fonction de la distance radiale $r$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux temps $t=10s, t=600s$ et $t=42000s$ pour le modèle stratifié 3 .....	138
Figure 6.38: variations du rabattement $s$ en fonction de la distance radiale $r$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux temps $t=10s, t=600s$ et $t=42000s$ pour le modèle stratifié 6 .....	139
Figure 6.39: variations du rabattement $s$ en fonction du temps $t$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux rayons $r=0,1m, r=1,4m, r=7m$ et $r=13m$ pour le modèle stratifié 1 .....	139
Figure 6.40 : variations du rabattement $s$ en fonction du temps $t$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux rayons $r=0,1m, r=1,4m, r=7m$ et $r=13m$ pour le modèle stratifié 3 .....	140
Figure 6.41 : variations du rabattement $s$ en fonction du temps $t$ en considérant un emmagasinement par strate $s_{strat}$ et un emmagasinement constant $s_{cst}$ aux rayons $r=0,1m, r=1,4m, r=7m$ et $r=13m$ pour le modèle stratifié 6 .....	140

Figure 6.42 : variations de l'intercept $t_0$ du modèle équivalent vs $t_0$ modèle stratifié (MODI-B) des 3 modèles 1,3 et 6.....	141
Figure 6.43 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère $r$ a $t=10s$ pour les 6 modèles stratifiés. ....	141
Figure 6.44 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère $r$ a $t=600s$ pour les 6 modèles stratifiés. ....	142
Figure 6.45 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère $r$ a $t=42000s$ pour les 6 modèles stratifiés. ....	142
Figure 6.46 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour $b=5m$ . ....	143
Figure 6.47 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour $b=15m$ . ....	143
Figure 6.48 : variations de la différence du rabattement de strate $s_i$ et du rabattement du modèle équivalent $s_{\text{équivalent}}$ en fonction de la distance radiale pour $b=15m$ . ....	144
Figure 6.49 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1 .....	145
Figure 6.50 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1 .....	145
Figure 6.51 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1 .....	146
Figure 6.52 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2.....	146
Figure 6.53 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2.....	147
Figure 6.54: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2.....	147
Figure 6.55 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 3 .....	148
Figure 6.56 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 3 .....	148
Figure 6.57 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9hm$ et a différents rayons fixés du modèle stratifié 3 .....	149
Figure 6.58 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15hm$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4	149

Figure 6.59 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4 .....	150
Figure 6.60: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4 .....	150
Figure 6.61 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5 .....	151
Figure 6.62 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5 .....	151
Figure 6.63 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5 .....	152
Figure 6.64: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6 .....	152
Figure 6.65: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6 .....	153
Figure 6.66: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6 .....	153
Figure 6.67 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7 .....	154
Figure 6.68: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7 .....	154
Figure 6.69 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7 .....	155
Figure 6.70 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8 .....	155
Figure 6.71: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8 .....	156
Figure 6.72 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8 .....	156
Figure 6.73 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,15\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 9 .....	157
Figure 6.74 : distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,5\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1 .....	157
Figure 6.75: distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de $t/t'$ à $z=0,9\text{hm}$ et à différents rayons fixés du modèle stratifié 9 .....	158

- Figure 6.76: variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considérant un emmagasinement par strate  $s_{\text{strat}}$  et un emmagasinement constant  $s_{\text{cst}}$  aux rayons  $r=0,1\text{m}$ ,  $r=1,4\text{m}$ ,  $r=7\text{m}$  et  $r=13\text{m}$  pour le MOD1 .....158
- Figure 6.77: variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considérant un emmagasinement par strate  $s_{\text{strat}}$  et un emmagasinement constant  $s_{\text{cst}}$  aux rayons  $r=0,1\text{m}$ ,  $r=1,4\text{m}$ ,  $r=7\text{m}$  et  $r=13\text{m}$  pour le MOD3 .....159
- Figure 6.78: variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considerant un emmagasinement par strate  $s_{\text{strat}}$  et un emmagasinement constant  $s_{\text{cst}}$  aux rayons  $r=0,1\text{m}$ ,  $r=1,4\text{m}$ ,  $r=7\text{m}$  et  $r=13\text{m}$  pour le MOD6 .....159

**LETTRES ROMAINES :**

$a_s, b_s$  : longueurs des demi axes de l'ellipsoïde de conductivités hydrauliques, [L]

$b$  : épaisseur de l'aquifère, [L]

$b_i$  : épaisseur de strate d'ordre  $i$ , [L]

$e$  : indice de vides, [-]

$G_s$  : densité des particules solides, [-]

$g$  : accélération de la pesanteur, [ $LT^{-2}$ ]

$i$  : 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  $z$ , [ $LT^{-1}$ ]

$n$  : porosité, [-]

$n_e$  : porosité effective, [-]

$Q$  : débit de pompage, [ $L^3T^{-1}$ ]

$Q_i$  : débit de pompage par strate d'ordre  $i$ , [ $L^3T^{-1}$ ]

$q_r$  : débit spécifique dans la direction radiale  $r$ , [ $LT^{-1}$ ]

$q_x$  : débit spécifique dans la direction  $x$ , [ $LT^{-1}$ ]

$q_y$  : débit spécifique dans la direction  $y$ , [ $LT^{-1}$ ]

$q_z$  : débit spécifique dans la direction  $z$ , [ $LT^{-1}$ ]

$r_w$  : rayon du puits de pompage, [L]

$r$  : distance du centre du puits au piézomètre, [L]

$n$  : rapport d'anisotropie

$s$  : rabattement à la distance  $r$  et au temps  $t$ , [L]

- $s'$  : rabattement résiduel à la distance  $r$  et au temps  $t'$ , [L]  
 $S$  : coefficient d'emmagasinement durant le pompage, [-]  
 $S'$  : coefficient d'emmagasinement durant la remontée, [-]  
 $S_s$  : emmagasinement spécifique, [L<sup>-1</sup>]  
 $S_r$  : degré de saturation, [-]  
 $t$  : temps compté depuis le début du pompage [T]  
 $t'$  : temps compté depuis l'arrêt du pompage [T]  
 $t_{\text{arrêt}}$  : temps à l'arrêt de la pompage, correspond à  $t' = 0$ , [T]  
 $T$  : transmissivité hydraulique de l'aquifère en pompage, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $T'$  : transmissivité hydraulique de l'aquifère en remontée, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $T_e$  : transmissivité moyenne, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $T_n$  : transmissivité dans une direction faisant un angle  $(\theta + \alpha)$  avec l'axe des  $x$ , [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $T_x$  : transmissivité dans la direction de plus grande anisotropie, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $T_y$  : transmissivité dans la direction de plus petite anisotropie, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]  
 $u$  : argument de la fonction de puits en pompage, [-]  
 $u'$  : argument de la fonction de puits en remontée, [-]  
 $u_a$  : pression d'air interstitiel, [ML<sup>-1</sup>T<sup>2</sup>]  
 $u_w$  : pression d'eau interstitielle, [ML<sup>-1</sup>T<sup>2</sup>]  
 $V$  : vitesse de Darcy parfois notée débit spécifique [LT<sup>-1</sup>]  
 $V_T$  : volume total, [L<sup>3</sup>]  
 $V_s$  : volume des grains solides, [L<sup>3</sup>]  
 $V_v$  : volume des vides, [L<sup>3</sup>]  
 $V_w$  : volume d'eau, [L<sup>3</sup>]  
 $\omega$  : teneur en eau massique %  
 $W_w$  : le poids volumique de l'eau  
 $W_s$  : le poids volumique des grains solides  
 $W(u)$  : Fonction de puits de Theis, fonction exponentielle intégrale, [-]  
 $s_p$  : rabattement prolongé si le pompage continu jusqu'à  $t'$ .

**Symboles grecs :**

$\alpha = 1/E_s$  : compressibilité verticale du solide de l'aquifère,  $[M^{-1}LT^2]$

$\alpha_n$  : angle entre la n-ième ligne de piézomètre et la première ligne de piézomètre

$\theta$  : l'angle entre la première ligne de piézomètres ( $n = 1$ ) et l'axe des x,

$\epsilon(u)$  : teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle, [-]

$\beta = 1/E_w$  : coefficient de compressibilité de l'eau,  $[M^{-1}LT^2]$

$\rho$  : masse volumique.  $[ML^{-3}]$

$\Delta h$  : variation de charge hydraulique [L]

$\alpha(x,y,z)$  : angle entre le système d'axe (x,y,z) et (X,Y,Z)

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau,  $[ML^{-2}, T^{-2}]$

$\sigma_T$  : contrainte totale dans la direction x et/ou y,  $[ML^{-1}, T^2]$

$\sigma'$  : contrainte effective,  $[ML^{-1}T^2]$

## INTRODUCTION

Les travaux de Dupuit (1863) décrivant l'écoulement radial vers un puits en régime permanent combinés à ceux de Darcy (1856) ont permis le développement de la théorie de l'écoulement des eaux souterraines libres et forcées dans les milieux poreux.

Les premières méthodes d'interprétation des essais d'aquifère dans un milieu confiné isotrope et homogène en régime transitoire sont celles de Theis(1935) et de Cooper-Jacob(1946). Elles se basent sur les hypothèses d'un aquifère homogène et isotrope qui représente un cas idéal. Un aquifère n'est en pratique que très rarement homogène et isotrope. Il présente très souvent un certain niveau d'anisotropie et d'hétérogénéité du à sa formation géologique et aux conditions d'écoulement auxquelles il est soumis. La théorie d'écoulement du fluide dans un milieu anisotrope était étudiée par Marcus(1962), Scheidegger(1957) et Polubarinova-Kochina(1962). Cependant, l'effet de l'hétérogénéité et de l'anisotropie sur la conductivité hydraulique est présenté par Freeze and Cherry(1979),

Dans une étude hydrogéologique deux axes principaux sont à élaborer :

- Détermination des caractéristiques hydrodynamiques d'aquifères en question (transmissivité T et emmagasinement S) par les différentes méthodes d'interprétation qui seront citées dans cette étude pour le cas d'étude de l'aquifère confiné.
- Détermination des paramètres de transport de contaminants qui a fait l'objet de l'étude de Freeze(1975), Gelhar(1977), Delhomme (1979).

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de vérification de l'application des méthodes d'interprétation des essais d'aquifère confiné, en partant des méthodes classiques de Theis(1935) et Cooper Jacob(1940); les travaux de cette thèse mettront l'accent sur l'application de ces méthodes qui considèrent l'aquifère comme milieu homogène et isotrope. Cependant, cette situation n'est pas tout à fait évidente, selon (Freeze and Cherry, 1979), la conductivité hydraulique est influencée par une anisotropie et une hétérogénéité. Le but est donc de voir l'application de ces

méthodes, dans le cas où l'aquifère est anisotrope et hétérogène ; la conductivité  $K$  varie en fonction de la direction de l'écoulement, c'est l'anisotropie ; aussi à l'intérieur d'une formation géologique, c'est l'hétérogénéité.

Des méthodes ont été mises en point afin de trouver des solutions aux problèmes d'interprétation des essais de pompage et de remontée en cas confiné anisotrope, parmi les plus connues, on trouve celle de Hantush (1966).

L'objectif principal de ce travail est d'évaluer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère confiné à partir des essais de pompage et de remontée ; il s'agit en effet de déterminer  $K$ ,  $T$  et  $S$  en aquifère confiné anisotrope et hétérogène, le cas stratifié sera pris comme illustration de l'hétérogénéité.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

Le chapitre I est introductif dans lequel nous définissons l'objectif et la méthodologie de travail ; dans le chapitre II, une revue de littérature et des aspects théoriques seront effectués sur les paramètres d'aquifère et équations d'écoulement. Dans le chapitre III, nous exposons les méthodes d'interprétations des essais de pompage et de remontée détaillées d'aquifères confinés isotropes et homogènes, et celles d'aquifères confinés anisotropes. Le chapitre IV est consacré pour décrire le logiciel de calcul par éléments finis Seep/W qui sera utilisé en chapitre V, pour les simulations des essais de pompage et de remontée d'aquifères confinés isotropes et anisotropes. Le chapitre VI porte sur la modélisation d'aquifère confiné hétérogène, la démarche est associée à des modèles stratifiés, nous signalons qu'au cours de ce chapitre les représentations de Cooper- Jacob seront effectuées à plusieurs élévations afin de voir la distribution des rabattements à des temps et rayons fixés, au niveau de chaque strate constituant le modèle. Une comparaison de modèles a été effectuée en dernier lieu pour déterminer à partir de quel niveau l'aquifère hétérogène est considéré comme milieu équivalent et est supposé comme isotrope homogène dans lequel peuvent s'utiliser les méthodes classiques de Theis et Cooper Jacob pour la détermination des caractéristiques hydrodynamiques.

## CHAPITRE II

### DEFINITIONS GENERALES, PARAMETRES D'AQUIFERES ET EQUATIONS D'ECOULEMENT

#### 2.1 Introduction

Dans ce chapitre, quelques définitions fondamentales sont présentées, en particulier, l'hydrogéologie, les aquifères et leurs propriétés hydrodynamiques.

#### 2.2 Hydrogéologie

L'hydrogéologie est la science des eaux souterraines. Elle a pour objet l'étude des structures géologiques du sous sol, saturées et partiellement saturées, de l'origine des eaux qu'elles contiennent, de leur mode de recharge et de décharge, des lois d'écoulement qui gouvernent et bien sur de leurs propriétés physico chimiques et de leurs paramètres hydrodynamiques. Comme l'eau est la source de la vie, la recherche et l'exploitation de l'eau souterraine est aussi ancienne que l'activité humaine. Néanmoins, l'hydrogéologie, comme science et technique n'est née véritablement qu'au XIXe siècle avec les progrès de la géologie. Elle connaît un essor avec l'évolution de l'outil informatique et les impératifs du développement.

#### 2.3 Aquifères

Une formation aquifère est une formation géologique saturée en eau poreuse ou fracturée renfermant une nappe souterraine qui peut fournir ou emmagasiner des quantités d'eau appréciables et selon Davis and DeWiest(1966) un aquifère est défini comme : « zone naturelle (formation géologique) en dessous de la surface qui rapporte économiquement l'eau en quantité suffisamment importante ». En fonction de la porosité, on distingue deux types d'aquifères : à porosité de texture et à porosité de fracture, d'où leur nomination : poreux et fracturé . Pour l'aquifère poreux, la vitesse d'écoulement est lente, comme exemple du type de matériaux constituant l'aquifère poreux, on distingue : les roches meubles ou faiblement cimentées( sables, graviers, éboulis ), les roches grenues ( grès, craies, conglomérats). Pour l'autre type

d'aquifère fracturé, dont la structure constitue un réseau de fractures ou fissures, et dans lesquelles la vitesse de circulation de l'eau est élevée. Comme exemple, on a les ensembles de roches métamorphiques (socles, formations volcaniques) et sédimentaires (marnes et calcaires).

## 2.4 Propriétés d'aquifères

### 2.4.1 Porosité, indice des vides et teneur en eau des milieux poreux

Un sol à l'état naturel se compose de grains de différentes dimensions dont l'arrangement constitue un certain pourcentage de vides occupés par de l'eau ou des fluides. Le volume total est constitué de la somme du volume des solides  $V_s$  et du volume des pores (ou vides)  $V_v$  présents dans le volume total du sol.

$$V_T = V_v + V_s \dots \dots \dots (2.1)$$

En fonction des caractéristiques géométriques des grains, on parle de porosité totale définie comme étant le rapport du volume des vides de l'échantillon sur son volume total :

$$n = \frac{V_v}{V_T} \dots \dots \dots (2.2)$$

Un autre paramètre caractérisant la proportion de pores dans un sol est l'indice des vides  $e$  qui est défini par le rapport du volume des vides sur celui des solides  $V_s$  :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots \dots \dots (2.3)$$

Le lien entre la porosité et l'indice des vides est exprimé par :

$$n = \frac{e}{e+1} \dots \dots \dots (2.4)$$

Le degré de saturation en eau  $S_r$  représente le rapport entre le volume d'eau  $V_w$  et le volume des pores  $V_v$ .

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \dots \dots \dots (2.5)$$

Un autre paramètre caractérisant la quantité d'eau dans un milieu poreux est la teneur en eau massique, définie comme la masse d'eau sur la masse des solides:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \dots\dots\dots(2.6)$$

L'indice des vides est relié donc à la teneur en eau massique par :

$$e = \frac{\omega G_s}{S_r} \dots\dots\dots(2.7)$$

Avec :

$G_s$  : densité des particules solides.

$W_w$  et  $W_s$  : le poids volumique de l'eau et des grains solides dans un volume de sol  $V_T$  et dont le poids est  $W_T = W_s + W_w$ .

La teneur en eau volumique, notée  $\theta(u)$ , est la quantité d'eau contenue dans un réservoir saturé ou non, rapporté à son volume total, c'est un paramètre intermédiaire entre la porosité et la saturation en eau.

$$\theta(u) = \frac{V_w}{V_T} = S_r \cdot n \dots\dots\dots(2.8)$$

Où :

$\theta(u)$  : teneur en eau volumique ;

$V_T$  : volume total ;

$V_w$  : volume d'eau contenu dans le volume total de sol ou de roc  $V_T$  ;

$n$  : porosité totale ;

$S_r$  : degré de saturation.

## 2.4.2 Contraintes effectives et compressibilité

Un aquifère est constitué d'un matériel granulaire dont la modification du volume sous l'effet d'un changement de contraintes exercées, est liée à la compressibilité du milieu poreux. L

a discussion de ce principe est détaillée dans les ouvrages (Terzagui, 1943 ; Skempton, 1954, 1960 ; Bishop, 1959, 1963 ; Verruijt, 1980, 1984).

La contrainte totale exercée sur un plan horizontal d'un aquifère est répartie et supportée d'une part par les grains du milieu poreux et d'autre part par la pression d'eau interstitielle  $u_w$ .

On définit la contrainte totale par :

$$\sigma_T = \sigma' + u_w \dots \dots \dots (2.9)$$

Avec :

$u_w$  : pression de l'eau interstitielle ;

$\sigma'$  : contrainte effective, contrainte liée au contact grain-grain.

Lorsque la contrainte effective augmente, (sous contrainte totale constante), cela serait dû à un abaissement de la pression interstitielle (comme par pompage ou par drainage). Le volume total du milieu poreux se réduit d'un volume  $-dV_T$  par rapport à son volume initial  $V_T$ , on définit ainsi la compressibilité  $\alpha$  par :

$$\alpha = \frac{-dV_T/V_T}{d\sigma'} \dots \dots \dots (2.10)$$

La compression des grains solides dans un aquifère est considérée négligeable, de sorte que seul le réarrangement des particules (changement du volume des pores) contribue au changement du volume total par compressibilité, ainsi le volume des solides demeure constant ( $dV_s=0$ ) :  $dV_T = dV_w$

Cette variation du volume est en relation directe avec la porosité, et avec :

$V_v = V_w$ , la porosité sera donc :

$$n = \frac{V_w}{V_T} \dots \dots \dots (2.11)$$

Et

$$dn = d\left(\frac{V_w}{V_T}\right) \dots \dots \dots (2.12)$$

Le changement de porosité peut être donné par l'expression:

$$dn = \frac{V_T dV_w - V_w dV_T}{V_T^2} \dots \dots \dots (2.13)$$

$$dn = \frac{dV_w}{V_T} - \frac{V_w}{V_T} \frac{dV_T}{V_T} \dots \dots \dots (2.14)$$

En remplaçant n par son expression :  $n = V_w/V_T$  et  $dV_T = dV_w$

La relation (2.14) devient :

$$dn = (1-n) \frac{dV_T}{V_T} \dots \dots \dots (2.15)$$

Par conséquent, le changement de porosité est lié au changement relatif du volume total par :

$$\frac{dV_T}{V_T} = \frac{dn}{(1-n)} \dots \dots \dots (2.16)$$

D'où la compressibilité du matériau d'aquifère peut s'exprimer en fonction de la porosité :

$$\alpha = \frac{-dn/(1-n)}{d\sigma'} \dots \dots \dots (2.17)$$

Les valeurs de compressibilité sont de l'ordre de  $10^{-6}$  à  $10^{-9} \text{ m}^2\text{N}^{-1}$  pour les argiles et les sables et de  $10^{-8}$  à  $10^{-10} \text{ m}^2\text{N}^{-1}$  pour les graviers (K.M.Hiscock,2005). Quelques valeurs types de la compressibilité  $\alpha$  pour différents matériaux sont résumées au tableau 2.1.

### 2.4.3 Transmissivité

La productivité d'un captage dans un aquifère dépend de la conductivité hydraulique et de l'épaisseur  $b$  de l'aquifère. On définit ainsi la transmissivité, dans un aquifère supposé homogène ayant une conductivité hydraulique de valeur constante à travers toute la formation, comme étant le produit de la conductivité hydraulique moyenne par l'épaisseur saturée de l'aquifère. Elle a les dimensions  $[L^2/T]$ .

$$T=K.b \dots \dots \dots (2.18)$$

Si le milieu est stratifié et est constitué de  $n$  couches (strates) chacune d'épaisseur  $b_i$  et de conductivité hydraulique  $K_i$ , la transmissivité horizontale de la couche globale d'épaisseur  $b$  avec :  $b = \sum b_i$  s'exprime par (Charles R. Fitts .2002) :

$$T = \sum_{i=1}^n T_i = \sum_{i=1}^n (K_i)_i b_i \dots \dots \dots (2.19)$$

La transmissivité verticale est donnée par une forme intégrale pour une épaisseur  $b$  (A.Cheng, 2000) :

$$T = \int_0^b K(z) dz \dots \dots \dots (2.20)$$

### 2.4.4 Coefficient d'emménagement

Le coefficient d'emménagement est défini comme le volume d'eau libéré ou emmagasiné à travers une surface d'aire égale à l'unité, pour une variation unitaire de la charge hydraulique normale à cette surface. Il est désigné par le symbole  $S$  et est sans dimension.

$$S = \frac{V_w}{\Delta h.A} \dots \dots \dots (2.21)$$

Dans le cas d'une nappe libre, le coefficient d'emmagasinement est égal à la porosité efficace  $n_e$  qui désigne la proportion du volume d'eau gravitaire  $V_{wg}$  que le réservoir peut contenir à l'état saturé, puis libéré sous l'effet d'un égouttage complet, à son volume total. Le coefficient d'emmagasinement d'une nappe libre représente le débit spécifique désigné par  $S_y$ , il est de l'ordre de 0,2 à 0,01 (Castany, 1982)

$$S=S_y=n_e \dots \dots \dots (2.22)$$

Le coefficient d'emmagasinement des aquifères confinés dépend de l'élasticité du milieu solide qui est à l'origine de l'expulsion de l'eau (déformation du solide et détente de l'eau). Les modules d'élasticité sont faibles. le volume d'eau libérée d'une nappe captive est beaucoup plus petit d'où un coefficient d'emmagasinement de l'ordre de  $10^{-2}$  à  $10^{-5}$  selon Kruseman et De Ridder (1979), Castany (1982) et Fitts (2002) et est entre 0,005 à 0,00005 selon Delleur (1998). Néanmoins, les aquifères confinés compressibles ont des coefficients d'emmagasinement élevés par rapport aux coefficients d'emmagasinement des aquifères confinés non compressibles (Fitts, 2002).

Les valeurs du coefficient d'emmagasinement des aquifères à nappes libres sont entre  $10^2$  à  $10^4$  supérieures aux valeurs du coefficient d'emmagasinement des aquifères à nappes confinées.

Comme la contrainte totale est la somme de la contrainte effective et de la pression d'eau interstitielle  $u_w$ , on peut écrire :

$$d\sigma_T = d\sigma' + du_w \dots \dots \dots (2.23)$$

L'équation de la charge hydraulique exprimée par l'équation de Bernoulli est :

$$h = z + \frac{u_w}{\gamma_w} \dots \dots \dots (2.24)$$

$$dh = dz + d\left(\frac{u_w}{\gamma_w}\right) \dots \dots \dots (2.25)$$

La variation de la charge hydraulique est égale à la variation de la charge de pression, puisque l'élévation  $z$  du point de mesure ne change pas dans l'hypothèse du tassement négligé. Ainsi,  $dz=0$  et :

$$dh = d\left(\frac{u_w}{\gamma_w}\right) \dots \dots \dots (2.26)$$

Ce qui donne :

$$dh = \frac{1}{\gamma_w} du_w \dots \dots \dots (2.27)$$

D'où :

$$du_w = \rho g dh \dots \dots \dots (2.28)$$

La variation de contrainte totale est donnée par :

$$d\sigma_T = d\sigma' + du_w \dots \dots \dots (2.29)$$

Avec  $d\sigma_T = 0$ , la variation de contrainte effective sera égale donc à :

$$d\sigma' = -du_w \dots \dots \dots (2.30)$$

Il se produit donc :

$$d\sigma' = -\rho g dh \dots \dots \dots (2.31)$$

On introduit un autre paramètre noté  $S_s$  ( $m^{-1}$ ) appelé coefficient d'emmagasinement spécifique, exprimé en unité de volume d'eau libérée ou emmagasinée par unité de volume d'aquifère  $V$  sous l'action d'un changement unitaire de la charge hydraulique  $\Delta h$ .

$$S_s = \frac{V_w}{V \cdot \Delta h} \dots \dots \dots (2.32)$$

Le coefficient d'emmagasinement est égal au produit de l'emmagasinement spécifique  $S_s$  par l'épaisseur  $b$  de l'aquifère, étant donné que toute cette épaisseur est affectée par la variation unitaire de la charge hydraulique (Hantush 1964).

$$S = S_s b \dots \dots \dots (2.33)$$

Les valeurs de l'emmagasinement spécifique  $S_s$  des aquifères confinés sont de l'ordre de  $10^{-4} m^{-1}$  (Delleur 1998).

Le volume d'eau expulsée est la somme de variation de volume dû à la compaction  $dV_c$  provoquée par l'augmentation de la contrainte effective d'une part et à l'augmentation du volume d'eau  $dV_w$  du à l'expansion suite à la baisse de pression d'autre part.

$$V_w = dV_c + dV_w \dots \dots \dots (2.34)$$

Avec la compressibilité  $\alpha$  de l'aquifère définie par la diminution du volume  $-dV_T$  suite à la compaction de l'aquifère, cette dernière est liée au changement de la contrainte effective par :

$$\alpha = \frac{-dV_T/V_T}{d\sigma'}$$

$$dV_c = -dV_T = \alpha V_T d\sigma' = -\alpha V_T \rho g dh \dots \dots \dots (2.35)$$

Considérons un volume d'aquifère et un changement de charge hydraulique unitaires ( $V_T=1$  et  $dh=-1$ ) ; il s'ensuit:

$$dV_c = \alpha \rho g \dots \dots \dots (2.36)$$

L'expansion de l'eau  $dV_w$  est donnée par :

$$dV_w = -\beta V_w du_w \dots \dots \dots (2.37)$$

Avec  $\beta$  : compressibilité de l'eau définie par :

$$\beta = \frac{-dV_w/V_w}{du_w} \dots \dots \dots (2.38)$$

Pour des fins d'application pratiques,  $\beta$  peut être pris comme une constante égale à  $4,4 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1} (\text{m}^2 \text{N}^{-1})$  (Hiscock, 2005).

Par la définition de la porosité en milieu complètement saturé,  $V_V = V_w$ , on peut écrire :

$$V_w = n \cdot V_T \dots \dots \dots (2.39)$$

Pour un volume total unitaire ( $V_T=1$ ) et en remplaçant dans la relation (2.37), on aboutit à:

$$dV_w = -\beta n du_w \dots \dots \dots (2.40)$$

Et on a par ailleurs, la variation de pression :

$$du_w = \rho g dh \dots \dots \dots (2.41)$$

Avec :

$g$  : accélération de pesanteur

$dh$  : variation de la charge hydraulique

Pour une diminution unitaire de la charge hydraulique ( $dh=-1$ ), il se produit :

$$dV_w = \beta n \rho g \dots \dots \dots (2.42)$$

On retrouve que finalement le volume d'eau expulsé :

$$V_w = \alpha \rho g + \beta n \rho g \dots \dots \dots (2.43)$$

Avec la somme des deux volumes  $dV_w$  et  $dV_c$  et revenant à l'expression de l'emmagasinement spécifique pour un volume totale unitaire, il se produit :

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \dots \dots \dots (2.44)$$

L'emmagasinement d'un aquifère est donc lié à sa compressibilité et aux contraintes effectives, le tassement de l'aquifère et l'expansion de l'eau suite à la diminution de la pression interstitielle sous l'effet du pompage sont traités dans plusieurs ouvrages (Jacob, 1940,1950 ; Bear, 1972). Dans l'équation (2.44), l'effet de compaction de la masse solide est présenté donc par  $\beta$  et l'expansion de l'eau par  $\alpha$ , pour des aquifères à forte porosité, le terme  $n\beta$  est de l'ordre de  $10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$ , pour ce cas  $\alpha \gg n\beta$  d'où l'emmagasinement spécifique est donné approximativement par:  $S_s \approx \rho g \alpha$  (Fitts .2002).

## 2.5 Loi de Darcy et équations d'écoulement

La loi de Darcy et l'équation de conservation de la masse (équation de continuité) constituent la base de plusieurs simulations pour l'analyse des écoulements souterrains de l'eau. Ces équations d'écoulement sont présentées dans plusieurs ouvrages comme ceux de Freeze and Cherry (1979), Domenico and Schwartz (1998); Fetter (2001) ; Charles R. Fitts .(2002) ,Todd (2005).

### 2.5.1 Loi de Darcy et conductivité hydraulique

L'ingénieur français Henry Darcy (1856), a établi expérimentalement la relation entre le débit d'eau s'écoulant à travers des colonnes de sable et la conductivité hydraulique. L'équation de Darcy appelée aussi la Loi de Darcy s'exprime comme suit :

$$Q=K \frac{A(h_1-h_2)}{L} \dots\dots\dots(2.45)$$

Avec :

A : section transversale de la colonne de sable (m<sup>2</sup>)

(h<sub>1</sub>-h<sub>2</sub>) : perte de charge de l'eau entre le sommet et la base de la colonne de sable (m)

K : coefficient de proportionnalité entre le débit et la perte de charge appelé coefficient de conductivité hydraulique (m/s)

L : longueur d'écoulement dans la colonne de sable.

La loi de Darcy est établie expérimentalement, avec des hypothèses de continuité, d'isotropie, d'homogénéité et en condition d'écoulement laminaire.

La loi de Darcy peut être généralisée de façon à ce qu'elle soit exprimée indépendamment de la section d'écoulement, en remplaçant le débit Q (m<sup>3</sup>/s) et la section A (m<sup>2</sup>) par le flux q (m/s) appelé vitesse de darcy ou débit spécifique:

$$q=\frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2.46)$$

Une autre généralisation de cette loi, en définissant le gradient hydraulique, pour la perte de charge ( $h_1-h_2$ ) (m) observée sur la longueur L(m) est :

$$i = \frac{h_2-h_1}{L} = \frac{dh}{dl} = \text{grad } h \dots \dots \dots (2.47)$$

Le gradient hydraulique est négatif du fait que la direction de l'écoulement est considérée positive.

En substituant q et i on aura la formule générale de darcy donnée par :

$$q = -Ki \dots \dots \dots (2.48)$$

La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. Les deux paramètres définissant cette entité sont : le coefficient de perméabilité et la perméabilité intrinsèque. Le coefficient de perméabilité nommé aussi conductivité hydraulique est fonction des propriétés du milieu poreux (porosité et tortuosité) et des propriétés du fluide (viscosité et masse volumique). La conductivité hydraulique est donnée par la relation :

$$K = (Nd^2) \frac{\rho g}{\mu} \dots \dots \dots (2.49)$$

Avec

N : facteur de forme regroupant la porosité et la tortuosité du milieu poreux ;

d : dimension moyenne des grains.

L'autre propriété qui ne dépend que des propriétés du milieu poreux ; et non du fluide (Charles R.2002) ; afin de caractériser sa capacité à permettre l'écoulement des fluides, cette propriété est la perméabilité k appelée aussi perméabilité intrinsèque définie théoriquement par :

$$k = Nd^2 \dots \dots \dots (2.50)$$

Par conséquent la conductivité hydraulique est lié à perméabilité intrinsèque par :

$$K=k \frac{\rho_w g}{\mu_w} \dots\dots\dots(2.51)$$

Les valeurs du coefficient de perméabilité s'échelonnent dans une gamme continue, en fonction de la granulométrie, la limite inférieure de conductivité hydraulique des réservoirs perméables a été fixée conventionnellement, à une valeur de  $1.10^{-9}$  m/s. (Castany, 1982).

Le tableau 2.2 résume les valeurs de conductivités hydrauliques à partir des données de (Davis,1969 ; Freeze and Cherry, 1979 ; Neuzil,1994)

### 2.5.2 Equation de continuité

La condition de continuité (de conservation de masse) en régime permanent implique que la variation de la masse de fluide pour un volume de contrôle ( $\rho q$ ) est égale à la variation de masse de fluide à l'extérieur de ce volume, tel que la différence de masse du flux dans les directions x,y,z tend vers 0, ainsi:

$$\left( \rho q_x + \frac{\partial(\rho q_x)}{\partial x} - \rho q_x \right) + \left( \rho q_y + \frac{\partial(\rho q_y)}{\partial y} - \rho q_y \right) + \left( \rho q_z + \frac{\partial(\rho q_z)}{\partial z} - \rho q_z \right) = 0 \dots\dots\dots(2.51)$$

L'équation de continuité s'écrit donc :

$$\frac{\partial(\rho q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho q_z)}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots(2.52)$$

Et à partir de l'équation de Darcy, les débits spécifiques pour x,y,z, s'écrivent :

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}, q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}, q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

En remplaçant dans l'équation précédente, on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \dots\dots\dots(2.53)$$

Pour un milieu homogène et isotrope, les conductivités des trois directions sont égales ( $K_x=K_y=K_z$ ) avec  $K(x,y,z)$  est une constante, on aura dans ce cas la relation suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (2.54)$$

En régime transitoire, la variation de masse de fluide est égale à la variation dans le temps de l'emmagasinement d'une masse de fluide à l'intérieur de ce volume élémentaire, l'équation (2.53) devient dans ce cas :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (2.55)$$

Pour un milieu homogène et isotrope l'équation se réduit à :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (2.56)$$

## 2.6 Hétérogénéité et anisotropie

Un milieu perméable est caractérisé par trois propriétés physiques :

- Continuité ou discontinuité : un milieu perméable est dit continu, si les vides sont interconnectés dans le sens de l'écoulement.
- Isotropie ou anisotropie : un milieu perméable est isotrope, si les caractéristiques physiques (directionnelles) sont constantes dans les trois directions de l'espace.
- Homogénéité ou hétérogénéité : un milieu est homogène s'il présente des caractéristiques physiques (de masse et ou de volume) constantes dans le sens de l'écoulement.

Les lois des écoulements souterrains sont fondées dans le cas idéal où le milieu est considéré homogène et isotrope ; mais en réalité les formations hydrogéologiques présentent des stratifications et des passages latéraux de faciès, de ce fait le milieu est considéré anisotrope et le plus souvent hétérogène. Les formations hétérogènes sont celles où les propriétés changent selon la position dans l'unité, ces

changements sont dus à la présence de couches de propriétés différentes ou par transition latérale d'un type de matériel à un autre, ainsi une alternance de couches de propriétés différentes engendre une anisotropie marquée surtout par la conductivité hydraulique qui sera différente pour l'écoulement horizontal par rapport à l'écoulement vertical. (Bear, 1972).

### 2.6.1 Types d'aquifères hétérogènes et anisotropes

Freeze and Witherspoon (1967) ont établi des modèles mathématiques et des simulations pour décrire l'effet d'hétérogénéité sur les lois d'écoulement d'eau souterraine. Batu(1984) développe une méthode des éléments finis pour déterminer les vitesses de Darcy dans un milieu hétérogène et anisotrope.

Selon Freeze and Cherry (1979) et Batu(1998), quatre cas sont possibles pour décrire l'anisotropie et l'hétérogénéité :

- a. Aquifère homogène et isotrope :** c'est le cas simple, on considère que la conductivité est constante d'un point à un autre dans toutes les directions, si on prend l'exemple de deux points dont les coordonnées sont respectivement  $(x_1, y_1, z_1)$  et  $(x_2, y_2, z_2)$ , le milieu est dit homogène isotrope avec les conditions suivantes :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) \\ = K_z(x_2, y_2, z_2) = K \dots \dots \dots (2.57)$$

- b. Aquifère homogène et anisotrope :** le milieu est dit homogène et anisotrope pour :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_x \\ K_y(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_y = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_z \dots \dots \dots (2.58)$$

- c. Aquifère hétérogène et isotrope :**

Si pour l'axe x la conductivité est  $K_1$  et pour y elle est  $K_2$ , dans ce cas l'aquifère est dit hétérogène et isotrope en satisfaisant les conditions :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_1$$

$$K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_2 \dots \dots \dots (2.59)$$

Et en considérant une conductivité horizontale et verticale, l'aquifère est dit hétérogène est isotrope si :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_h$$

$$K_z(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_v \dots \dots \dots (2.60)$$

#### d. Aquifère hétérogène et anisotrope :

C'est le cas le plus général où :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) \neq K_y(x_1, y_1, z_1) \neq K_z(x_1, y_1, z_1)$$

$$K_x(x_2, y_2, z_2) \neq K_y(x_2, y_2, z_2) \neq K_z(x_2, y_2, z_2) \dots \dots \dots (2.61)$$

### 2.6.2 Généralisation de la loi de Darcy

On distingue deux cas de généralisation de la loi de Darcy :

- Les principales directions d'anisotropie coïncident avec les directions des axes.
- Les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes.

#### a. Les principales directions de l'anisotropie coïncident avec les directions des axes :

La loi de Darcy était généralisée en trois dimensions par (Polubarinova-Kochina, 1962 ; Hantush, 1964 ; Bear, 1972, 1979 ; Shneebeli, 1978 ; Freeze and Cherry, 1979) pour le milieu hétérogène et anisotrope, le vecteur de vitesse de Darcy est donné par :

$$q = q_x i + q_y j + q_z k \dots \dots \dots (2.62)$$

### En coordonnées cartésiennes :

Les débits unitaires dans les trois directions  $x,y,z$  peuvent s'écrire en coordonnées cartésiennes, les équations du débit spécifique seront donc :

$$\begin{aligned}
 q_x &= q_x(x,y,z,t) = -K_x(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial x} \\
 q_y &= q_y(x,y,z,t) = -K_y(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial y} \\
 q_z &= q_z(x,y,z,t) = -K_z(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial z} \dots\dots\dots(2.63)
 \end{aligned}$$

En supposant les conductivités hydrauliques principales constantes, on arrive même à supposer que les conductivités dans le plan horizontal sont les mêmes : c.à.d.  $K_x(x,y,z)=K_y(x,y,z)=K_h$  et  $K_z(x,y,z)=K_z=K_v$ , les équations deviennent :

$$\begin{aligned}
 q_x &= q_x(x,y,z,t) = -K_h(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial x} \\
 q_y &= q_y(x,y,z,t) = -K_h(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial y} \\
 q_z &= q_z(x,y,z,t) = -K_v(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial z} \dots\dots\dots(2.64)
 \end{aligned}$$

### En coordonnées cylindriques:

Les coordonnées cylindriques sont d'une utilisation vaste du fait de la forme géométrique des puits, un puits est représenté par le fait que son axe central coïncide avec l'axe des  $z$ , on considère aussi que la conductivité hydraulique radiale représente les deux conductivités  $K_x$  et  $K_y$  horizontales, et la conductivité verticale est donnée par :  $K_z$ . les équations deviennent donc :

$$q_r = q_r(x,y,z,t) = -K_r(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial y}$$

$$q_z = q_z(x, y, z, t) = -K_v(x, y, z) \frac{\partial h(x, y, z, t)}{\partial z} \dots \dots \dots (2.65)$$

L'équation de  $q_r$  montre que la direction principale de la conductivité horizontale est la direction radiale et celle-ci est constante dans toutes les directions autour du puits, tandis que la direction verticale est la direction des coordonnées  $z$ .

**b. Les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes :**

Les équations précédentes vont être démontrées dans le cas général où les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes de coordonnées  $x, y, z$ . Les composantes de vitesses de Darcy sont données par (Bear, 1972 ; Domenico and Schwartz, 1990 ; Batu, 1998 ; Delleur, 1998, 2007 ; Cheng, 2000).

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$q_y = -K_{xy} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \dots \dots \dots (2.66)$$

Considérant maintenant ces équations dans le nouveau système d'axe qui fait un angle  $\alpha$  avec l'ancien système d'axe  $(x, y, z)$ , avec les équations suivantes qui peuvent être tirées :

$$x = X \cos \alpha - Y \sin \alpha$$

$$y = X \sin \alpha + Y \cos \alpha \dots \dots \dots (2.67)$$

Les vitesses de Darcy seront donc :

$$q_x = q_X \cos \alpha - q_Y \sin \alpha$$

$$q_y = q_X \sin \alpha + q_Y \cos \alpha \dots \dots \dots (2.68)$$

En appliquant la loi de Darcy dans le nouveau système d'axe :

$$\begin{aligned} q_x &= -K_{XX} \frac{\partial h}{\partial X} \\ q_y &= -K_{YY} \frac{\partial h}{\partial Y} \dots\dots\dots(2.69) \end{aligned}$$

En remplaçant dans (2.68) :

On aura :

$$\begin{aligned} q_x &= -K_{XX} \frac{\partial h}{\partial X} \cos \alpha + K_{YY} \frac{\partial h}{\partial Y} \sin \alpha \\ q_y &= -K_{XX} \frac{\partial h}{\partial X} \sin \alpha - K_{YY} \frac{\partial h}{\partial Y} \cos \alpha \dots\dots\dots(2.70) \end{aligned}$$

Avec la décomposition :

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial X} &= \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial X} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial X} = \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial h}{\partial y} \sin \alpha \\ \frac{\partial h}{\partial Y} &= \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial Y} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial Y} = -\frac{\partial h}{\partial x} \sin \alpha + \frac{\partial h}{\partial y} \cos \alpha \dots\dots\dots(2.71) \end{aligned}$$

En remplaçant dans l'équation précédente :

$$\begin{aligned} q_x &= -[K_{XX} \cos^2 \alpha + K_{YY} \sin^2 \alpha] \frac{\partial h}{\partial x} + [K_{YY} - K_{XX}] \sin \alpha \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial y} \\ q_y &= -[K_{XX} \sin^2 \alpha + K_{YY} \cos^2 \alpha] \frac{\partial h}{\partial y} + [K_{YY} - K_{XX}] \sin \alpha \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots(2.72) \end{aligned}$$

En comparaison avec l'équation (2.66), on déduit :

$$\begin{aligned} K_{xx} &= K_{XX} \cos^2 \alpha + K_{YY} \sin^2 \alpha \\ K_{xy} &= K_{yx} = [K_{YY} - K_{XX}] \sin \alpha \cos \alpha \\ K_{yy} &= K_{XX} \sin^2 \alpha + K_{YY} \cos^2 \alpha \dots\dots\dots(2.73) \end{aligned}$$

La forme générale la loi de Darcy en cas anisotrope hétérogène en trois dimensions peut s'écrire comme :

$$\begin{aligned}
q_x &= -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \\
q_y &= -K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \\
q_z &= -K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \dots\dots\dots(2.74)
\end{aligned}$$

Et en considérant un tenseur symétrique de conductivité hydraulique :

$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{xy} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{xz} & K_{yz} & K_{zz} \end{bmatrix}$$

Ainsi on peut écrire les équations de transmissivité étant donné que c'est le produit de la conductivité et de l'épaisseur épaisseur de l'aquifère :

$$\begin{aligned}
T_{xx} &= T_{XX} \cos^2 \alpha + T_{YY} \sin^2 \alpha \\
T_{xy} &= T_{yx} = [T_{YY} - T_{XX}] \sin \alpha \cos \alpha \\
T_{yy} &= T_{XX} \sin^2 \alpha + T_{YY} \cos^2 \alpha \dots\dots\dots(2.75)
\end{aligned}$$

L'équation de continuité, loi de Darcy, anisotropie et hétérogénéité sont bien détaillés dans (Henk M.Haitjema 1995 ; V. Halek and J.Svec, 1979 ; William C. Walton, 2007).

### 2.6.3 Ellipsoïde de conductivité d'aquifère anisotrope

Pour un milieu homogène anisotrope, l'anisotropie est décrite par une ellipse de conductivités dont les demi axes sont  $a_s, b_s$  pour le cas de deux dimensions qui sont égales respectivement à  $\sqrt{K_x}$  et  $\sqrt{K_y}$  .( Scheidegger 1957 ;Maasland, 1957 ; Liakopouls, 1965; Bear, 1972 ;Batu 1998, K.M. Hiscock,2005) et en considérant une conductivité directionnelle  $\sqrt{K_r}$  dans le sens de la direction radiale.

À partir de la loi de Darcy on peut écrire :

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \dots\dots\dots(2.76)$$

Ainsi dans le sens de la direction radiale, qui fait un angle  $\beta$  avec l'axe des x :

$$q_r = -K_r \frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots(2.77)$$

On peut décomposer :

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial r} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial r} \dots\dots\dots(2.78)$$

Avec :

$$\frac{\partial x}{\partial r} = \cos \beta$$

$$\frac{\partial y}{\partial r} = \sin \beta \dots\dots\dots(2.79)$$

En substituant dans la relation (2.78), il se produit :

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\partial h}{\partial x} \cos \beta + \frac{\partial h}{\partial y} \sin \beta \dots\dots\dots(2.80)$$

On peut écrire aussi :

$$q_x = q_r \cos \beta$$

$$q_y = q_r \sin \beta \dots\dots\dots(2.81)$$

En remplaçant dans (2.77), on peut déduire  $K_r$  :

$$K_r = \frac{1}{\frac{\cos^2 \beta}{K_x} + \frac{\sin^2 \beta}{K_y}} \dots \dots \dots (2.82)$$

A partir de là on trouve l'équation de l'ellipse de conductivité en cas d'un milieu homogène anisotrope et ceci en remplaçant  $K_r$  par  $r^2$ , comme :

$$\frac{x^2}{K_x} + \frac{y^2}{K_y} = 1 \dots \dots \dots (2.83)$$

Cette équation en cas homogène isotrope est donnée par une équation d'un cercle étant donné que les conductivités  $K_x$  et  $K_y$  sont égales:

$$x^2 + y^2 = 1 \dots \dots \dots (2.84)$$

#### 2.6.4 Perméabilité des terrains stratifiés

De nombreux aquifères sont constitués par des couches superposées de granulométries différentes et donc de perméabilités variables, ce type de milieu en plusieurs couches homogènes et isotropes constitue un cas particulier et très répandu de milieu hétérogène, le comportement de ce type de milieu est différencié en fonction de la direction d'écoulement du fait que la conductivité varie d'une couche à une autre. Ces cas sont décrits ci-dessous en obéissant à la loi de Darcy, avec des conductivités hydrauliques moyennes  $K_h$  et  $K_v$ .

##### a. Écoulement parallèle au plan de stratification :

Dans le cas d'un écoulement parallèle aux couches, le débit total est la somme des débits de chaque couche soumise au même gradient hydraulique. Dans ce cas, la conductivité hydraulique horizontale effective pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique des conductivités hydrauliques  $K_i$  de chacune des  $n$  couches.

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \dots\dots\dots(2.85)$$

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n b_i K_i}{\sum_{i=1}^n b_i} \dots\dots\dots(2.86)$$

**b. Écoulement perpendiculaire au plan de stratification :**

Dans ce cas, la perte de charge totale est égale à la somme des pertes de charge de chaque strate à travers lesquelles le débit est le même.

Avec:  $b = \sum b_i$

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n \frac{qb_i}{K_i} \dots\dots\dots(2.87)$$

$$\Delta h = \frac{-qb}{K_v} \dots\dots\dots(2.88)$$

A partir des deux relations précédentes, on définit la conductivité verticale comme la moyenne géométrique de la conductivité hydraulique  $K_i$  de chacune des couches.

$$K_v = \frac{b}{\sum_{i=1}^n \frac{b_i}{K_i}} \dots\dots\dots(2.89)$$

Le rapport  $K_h/K_v$  est dit : rapport d'anisotropie, la perméabilité des terrains stratifiés est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement, d'où  $K_h/K_v > 1$ .

**2.6.5 Réfraction de flux et loi de Darcy**

A partir d'un écoulement qui passe d'un milieu à conductivité hydraulique  $K_1$  à un milieu dont la conductivité est  $K_2$ , on constate un phénomène de réfraction des lignes de courants. Si un débit  $Q_1$  passe du milieu dont le gradient hydraulique est  $dh_1/l_1$  entre deux lignes de courants successives séparées d'une distance (a), le débit est donné par :

$$Q_1 = -K_1 \frac{dh_1}{dl_1} a \dots \dots \dots (2.90)$$

On définit de la même manière le milieu 2, d'un débit  $Q_2$ , entre deux lignes équipotentielles séparées de  $(c)$ , le débit  $Q_2$  est donné par :

$$Q_2 = -K_2 \frac{dh_2}{dl_2} c \dots \dots \dots (2.91)$$

Avec  $dh_1 = dh_2$ , et avec la condition de continuité de débit en cas de réfraction, il se produit donc :

$$K_1 \frac{a}{dl_1} = K_2 \frac{c}{dl_2} \dots \dots \dots (2.92)$$

Et à partir du schéma; on a les relations suivantes :

$$a = b \cdot \cos \alpha_1 \quad , \quad c = b \cdot \cos \alpha_2, \quad dl_1 = b \cdot \sin \alpha_1$$

$$dl_2 = b \cdot \sin \alpha_2 \dots \dots \dots (2.93)$$

En substituant dans la relation (2.92), on obtient finalement la loi de tangente pour le cas de réfraction de flux :

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} \dots \dots \dots (2.94)$$

Avec  $\alpha_1, \alpha_2$  sont respectivement les angles entre les lignes de courant des milieux 1 et 2 et l'axe des  $y$ .

**Tableau 2.1 : Valeurs de la compressibilité  $\alpha$  pour différents sols (Marsily, 1986 ; Freeze and Cherry, 1979)**

<b>Matériau</b>	<b>Compressibilité (<math>m^2N^{-1}</math>)</b>
Argile	$10^{-6}$ - $10^{-8}$
Sable	$10^{-7}$ - $10^{-9}$
Gravier	$10^{-8}$ - $10^{-10}$
Roc fracturé	$10^{-8}$ - $10^{-10}$
Roc sain	$10^{-9}$ - $10^{-11}$

**Tableau 2.2 : Valeurs types de la conductivité hydraulique pour les matériaux meubles (Davis,1969 ; Freeze and Cherry, 1979 ; Neuzil, 1994)**

<b>Matériau</b>	<b>K(cm/s)</b>
Graviers	$10^{-1}$ - 100
Sable propre	$10^{-4}$ -1
Sable silteux	$10^{-5}$ - $10^{-1}$
Silt	$10^{-7}$ - $10^{-3}$
Moraine glaciaire	$10^{-10}$ - $10^{-4}$
argile	$10^{-10}$ - $10^{-6}$

## **CHAPITRE III**

### **METHODES D'INTERPRETATION DES ESSAIS DE POMPAGE ET DE REMONTEE DANS LES AQUIFERES CONFINES**

#### **3.1 Introduction**

Dans ce chapitre, sont détaillées les méthodes d'interprétation des essais d'aquifères confinés en phase de pompage et de remontée dans un milieu confiné homogène isotrope et anisotrope.

#### **3.2 Interprétation des essais d'aquifère en phase de pompage**

Les essais de pompage ont pour but de :

- Déterminer les caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage,
- Mesure sur le terrain des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère : la transmissivité (T) et le coefficient d'emmagasinement (S);
- Etude quantitative des caractéristiques particulières de l'aquifère telles l'existence des frontières imperméables ou de recharge, hétérogénéité et drainance ;
- Evolution des rabattements en fonction des débits pompés afin d'optimiser les conditions d'exploitation de l'aquifère,

Les équations différentielles de l'écoulement forcé de l'eau dans les aquifères vers un ouvrage de captage sont présentées dans plusieurs ouvrages d'hydrogéologie (Todd, 1980, Bear, 1972 ; Freeze et Cherry 1979 ; Fetter 1994). L'interprétation des données des essais d'aquifère en milieu confiné en vue de déterminer les caractéristiques de l'aquifère a fait l'objet de plusieurs études : Theis (1935), Cooper and Jacob (1946). Chow (1952), Rai (1985), Yeh (1987a, 1987b). Hantush(1964, 1966), Weeks (1969), Papadopulos (1965), Neuman et al.(1984), Hantush et Thomas(1966) et Chenaf (1997). Ces méthodes varient en fonction du régime d'écoulement, pénétration totale ou partielle du puits, conditions d'anisotropie et conditions aux frontières. Les conditions d'utilisation et classification des méthodes sont citées dans Kruseman et De Ridder (1990) et dans OEPA (2006).

Les rabattements dus aux essais de pompage sont décrits par deux types de solutions théoriques ; selon le régime d'écoulement :

- ✓ Les solutions en régime d'écoulement permanent permettent d'obtenir la transmissivité  $T$  de l'aquifère, d'où sa conductivité hydraulique ;
- ✓ Les solutions en régime d'écoulement transitoire permettent en plus de la transmissivité, d'estimer le coefficient d'emmagasinement  $S$  ainsi que la nature des frontières de l'aquifère et leurs distances du puits de pompage ou des puits d'observation.

### 3.2.1 Aquifère à nappe captive isotrope et homogène

Pour le cas du régime permanent, Dupuit (1863) et Thiem (1906) établiraient les premières équations décrivant l'écoulement radial vers un puits. Comme l'eau doit provenir d'une réduction de l'emmagasinement de la nappe, le niveau piézométrique continue à baisser aussi longtemps que l'aquifère reste infini. Donc, il n'existe théoriquement aucun régime permanent. (Kruseman, N.A. De Ridder 1974).

Les premières analyses en régime transitoire ont fait l'objet de Theis(1900,1987), la formule décrivant le pompage et la remontée de l'eau dans un puits par analogie à l'écoulement de chaleur a été donné par Theis(1935), il propose une solution intégrale en considérant l'analogie avec l'écoulement souterrain, la formule de Theis était pour une distance d'influence infinie.

A partir de l'équation différentielle représentant l'écoulement radial, on peut déterminer la valeur du rabattement en fonction du temps. Ce rabattement au temps  $t$  ( $s(t)$ ) est défini comme étant la différence entre le niveau piézométrique initial  $h_0$  et le niveau piézométrique au temps  $t$  ( $h(t)$ ).

$$s = h_0 - h(t) \text{ avec } h_0 = h(t=0)$$

L'équation locale de diffusion en coordonnées polaires s'écrit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots(3.1)$$

En utilisant des solutions mathématiques pour l'écoulement de chaleur, Theis(1935) a obtenu une solution valable en se basant sur les hypothèses :

1. La nappe est captive ;
2. L'aquifère a une extension latérale illimitée (aquifère infini) et la nappe n'est pas réalimentée, la localisation des frontières de recharge ou imperméables est présentée dans (Ferris ,1949 ; Knowles,1955 ; Ferris et al,1962 ; Stallman, 1963 ;Lohman 1972 ; Bureau of Reclamation,1977 ; Todd, 1980 ; Kruseman and De Ridder, 1991 ; Chapuis, 1994a ; Chenaf 1997) ;
3. L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage d'essai ;
4. Avant le pompage, la surface piézométrique est (presque) horizontale ;
5. Le débit prélevé est constant, la variabilité du débit est traitée dans (Birsoy and Summers,1980 ; Earlougher, 1977 ; Lennox, 1966, Rorabaugh 1953) ;
6. Le puits d'essai pénètre entièrement l'aquifère et l'eau arrive en écoulement horizontal sur toute l'épaisseur de la nappe ;
7. Le puits est de diamètre très faible et pénètre complètement l'aquifère. Dans ce cas l'emmagasinement du puits est négligé. L'eau pompée provient uniquement de la couche aquifère et les surfaces équipotentielles sont assimilées à des cylindres droits à génératrices verticales. L'influence de capacité de puits sur la courbe des rabattements a été étudiée par (Papadopoulos ,Cooper 1967, Chapuis 1992b) ;
8. L'eau provenant de l'emmagasinement est libérée instantanément avec la diminution de la charge hydraulique. Cette hypothèse est vérifiée dans le cas des aquifères à nappe captive ; où l'eau est expulsée par compression de l'aquifère et expansion de l'eau ;
9. L'écoulement vers le puits est en régime transitoire, c'est-à-dire que l'évolution du rabattement n'est pas négligeable dans le temps, ou encore que le gradient hydraulique n'est pas constant.

La solution de l'équation (3.1) fournie par Theis(1935) est :

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T}\right) \int_u^\infty \left(\frac{e^{-u}}{u}\right) du = QW(u)/4\pi T \dots\dots\dots(3.2)$$

Dans laquelle :

- $s(r) = h_0 - h(r)$  : rabattement au puits d'observation situé à la distance  $r$  de l'axe du puits de pompage ;
- $u = r^2 S / 4Tt$  : paramètre adimensionnel, argument de la fonction du puits  $W(u)$  définie par :

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

Avec :  $\gamma = 0,5772156649$  : constante d'Euler,  $E_i(u)$  : fonction exponentielle intégrale.

La relation :  $s = QW(u)/4\pi T$  peut s'écrire en logarithmes décimaux :

$$\log s = \log\left(\frac{Q}{4\pi T}\right) + \log W(u) \dots\dots\dots(3.4)$$

Et à partir de  $u = r^2 S / 4Tt$ , on tire  $r^2/t = 4uT/s$ , d'où en logarithmes décimaux :

$$\log\left(\frac{r^2}{t}\right) = \log\left(\frac{4T}{S}\right) + \log u \dots\dots\dots(3.5)$$

La présence de deux inconnues qui sont la transmissivité  $T$  et l'emmagasinement  $S$  et la nature même de la fonction exponentielle intégrale rendent impossible toute solution explicite. Cependant, il existe plusieurs méthodes graphiques d'approximation. La méthode graphique de Theis(1935) propose que les données de l'essai de pompage  $\log s$  sont tracées en fonction de  $\log(r^2/t)$ , la courbe résultante sera identique à la courbe théorique  $\log W(u)$  vs  $\log u$ , à une translation près, la courbe  $\log W(u)$  vs  $\log u$  est superposée sur les résultats expérimentaux tout en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes, par la suite un point est choisi que l'on appellera point pivot ; dans la zone de chevauchement des deux feuilles ; les coordonnées de ce point  $(u, W(u))$  et  $(r^2/t, s)$ , vérifient en même temps les équations :

$u = r^2S/4Tt$  et  $s = QW(u)/4\pi T$ , à partir desquelles, on tire les paramètres  $S$  et  $T$ , qui peuvent être déterminés connaissant le débit de pompage :

$$S = \frac{4}{(r^2/t)} \cdot u \cdot T \dots \dots \dots (3.6)$$

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \dots \dots \dots (3.7)$$

Cependant, La méthode de Jacob (Cooper et Jacob, 1946) s'appuie elle aussi sur la formule de Theis; avec des conditions plus restrictives que celles de la méthode de Theis, les ouvrages (Ferris et al,1962 ; Lohman,1972 ; Bureau of Reclamation,1977 ; Freeze and Cherry,1979 ; Kruseman and De Ridder, 1979 ; Todd ,1980, Chapuis 1992b, Chapuis 1999) précisent que la méthode de Cooper-Jacob ne doit être utilisée que pour des valeurs de  $u$  inférieures à 0,01 ou 0,02. On voit que  $u$  décroît quand le temps de pompage augmente. Ainsi, pour de grandes valeurs de  $t$  et/ou de faibles valeurs de  $r$ , les termes à droite de  $\ln u$ , à partir du troisième terme, dans la série de l'équation (3.3) deviennent négligeables, et si  $u \leq 0,01$ , le rabattement peut s'exprimer sous la forme asymptotique :

$$s = \left( \frac{Q}{4\pi T} \right) \cdot \left[ \ln \left( \frac{1}{u} \right) - 0,5772 \right] \dots \dots \dots (3.8)$$

Après arrangement et passage au logarithme décimal, cette équation se réduit à :

$$s = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log \frac{2,25 Tt}{r^2 S} \dots \dots \dots (3.9)$$

Par conséquent, si l'on porte les rabattements  $s$  en fonction du logarithme du temps  $t$ , on obtient une ligne droite qu'on prolonge jusqu'à l'axe des abscisses, et le point d'intersection a pour coordonnées  $s = 0$ , et  $t = t_0$ . Si l'on porte ces valeurs dans cette dernière équation, on obtient :

$$0 = \frac{2,30 Q}{4\pi T} \log \frac{2,25 Tt_0}{r^2 S} \dots \dots \dots (3.10)$$

Et comme  $\frac{2,30 Q}{4\pi T} \neq 0$ . Il s'ensuit que  $\frac{2,25 Tt_0}{r^2 S} = 1$

D'où la valeur de  $T$  est donné par la pente pour un cycle  $\Delta s$ , par :

$$T = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} \dots\dots\dots(3.11)$$

### 3.2.2 Aquifères anisotropes

#### 3.2.2.1 Aquifères anisotropes sur le plan horizontal

##### 3.2.2.1.1 Méthode de Hantush (1966)

On doit satisfaire aux mêmes hypothèses de Theis mais cette fois l'aquifère est homogène et anisotrope.

Selon Hantush (1966), si l'aquifère est anisotrope, dont les axes principaux sont x et y, les équations de Theis sont données par :

$$s = \frac{Q}{4\pi T_e} W(u_{XY}) \dots\dots\dots(3.12)$$

Où :

$$u_{XY} = \frac{r^2 S}{4t T_n} \dots\dots\dots(3.13)$$

Hantush(1966) définit une transmissivité moyenne  $T_e$  par la relation :

$$T_e = \sqrt{T_X \cdot T_Y} \dots\dots\dots(3.14)$$

$T_e$  : transmissivité moyenne ;

$T_n$  : transmissivité dans une direction faisant un angle  $(\theta+\alpha)$  avec l'axe des x ;

$T_X$  : transmissivité dans la direction de plus grande anisotropie ;

$T_Y$  : transmissivité dans la direction de plus petite anisotropie.

$T_X$  et  $T_Y$  seront calculées par les données de 2 ou 3 lignes de piézomètres. En appliquant la méthode des aquifères isotropes sur les données obtenues dans un piézomètre placé le long d'une ligne formant un angle  $(\theta+\alpha)$  avec l'axe des x, on obtient les valeurs de  $T_e$  et le rapport  $S/T_n$ . Il faut plus de données pour déterminer S et  $T_n$  en rajoutant une ligne de piézomètres.

HANTUSH (1966) a montré que  $T_n$  est donnée par :

$$T_n = \frac{T_X}{[\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n)]} \dots\dots\dots(3.15)$$

Avec :

$\theta$  : l'angle entre la première ligne de piézomètres ( $n = 1$ ) et l'axe des  $x$ ,  $\alpha_n$  : l'angle entre la  $n$ -ième ligne et la première ligne de piézomètres.

$$m = \frac{T_X}{T_Y} = \left[ \frac{T_e}{T_Y} \right]^2 \dots\dots\dots(3.16)$$

Avec  $\alpha=0$ , pour la première ligne de piézomètres, d'où l'équation (3.15) devient :

$$T_1 = \frac{T_X}{(\cos^2 \theta + m \sin^2 \theta)} \dots\dots\dots(3.17)$$

On définit le rapport :

$$a_n = \frac{T_1}{T_n} = \frac{\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n)}{\cos^2 \theta + m \sin^2 \theta} \dots\dots\dots(3.18)$$

Pour  $\alpha=0$  on a  $a_1=1$

A partir des équations (3.16) et (3.18), on aura:

$$m = \left[ \frac{T_e}{T_y} \right]^2 = \frac{a_n \cos^2 \theta - \cos^2(\theta + \alpha_n)}{\sin^2(\theta + \alpha_n) - a_n \sin^2 \theta} \dots\dots\dots(3.19)$$

Si les directions d'anisotropie ne sont pas connues,  $\theta$  pourra être calculé en utilisant trois lignes de piézomètres, par la relation :

$$\text{tg}(2\theta) = -2 \frac{(a_3 - 1) \sin^2 \alpha_2 - (a_2 - 1) \sin^2 \alpha_3}{(a_3 - 1) \sin 2\alpha_2 - (a_2 - 1) \sin 2\alpha_3} \dots\dots\dots(3.20)$$

L'équation (3.20) a deux solutions comprises entre 0 et  $2\pi$  dans le plan ( $xy$ ), si les valeurs pour  $2\theta$  soit  $\delta$  et  $\delta + \pi$ , pour  $\theta$ , a donc deux valeurs possibles,  $\delta/2$  et  $(\delta + \pi)/2$ . Dans ce cas l'une des deux valeurs correspond à  $m > 1$ , l'autre à  $m < 1$ . Etant donné que  $X$  est l'axe de la plus grande transmissivité, la valeur de  $\theta$  correspondant à  $m =$

$T_X/T_Y > 1$  donne la position de la première ligne par rapport à l'axe des X, l'autre valeur la donne par rapport à l'axe des y, c'est la plus faible transmissivité.

**Si les directions d'anisotropie sont connues :** pour ce cas il faut deux lignes de piézomètres. En premier lieu, les rapports  $S/T_n$  ainsi que  $T_e$  sont calculés par la relation de Theis pour aquifère confiné isotrope,  $a_2$  peut être calculé par la relation (3.18),  $m$  est calculé en substituant  $\theta$ ,  $a_2$ ,  $\alpha_2$  et  $T_e$  dans l'équation (3.19),  $m$  et  $T_e$  seront remplacés dans (3.16) pour calculer  $T_X$  et  $T_Y$ , ensuite  $T_X, T_Y, m, \theta, \alpha_2$  sont remplacées dans (3.17) et (3.18) pour déterminer  $T_1$  et  $T_2$ . En combinant avec les valeurs de  $S/T_1$  et  $S/T_2$ , on déduit  $S$ .

**Si les directions d'anisotropie ne sont pas connues :** il faut trois lignes différentes de piézomètres, en appliquant les méthodes des aquifères isotropes aux données de chaque ligne de piézomètres. On obtient ainsi  $T_e, S/T_n$ .  $\theta$  est calculé en substituant  $a_2, a_3, \alpha_2, \alpha_3$  dans la relation (3.20), les valeurs de  $\theta, T_e, \alpha_2$  et  $a_2$  (ou  $\alpha_3$  et  $a_3$ ) sont portées dans l'équation (3.19) pour calculer  $m$ ,  $T_X$  et  $T_Y$  sont déduites par la relation (3.16), Porter les valeurs de  $T_X, m$ , et  $\theta$  ainsi  $\alpha_1 = 0, \alpha_2$  et  $\alpha_3$  dans l'équation (3.15) on pourra donc déterminer  $T_1, T_2$  et  $T_3$ . Et finalement, par les rapports  $S/T_1, S/T_2, S/T_3$  et les valeurs de  $T_1, T_2, T_3$ , on déduit  $S$ .

### 3.2.2.1.2 Méthode de Hantush-Thomas (1966)

Les lignes d'égal rabattement autour d'un puits pompé forme des cercles concentriques pour le cas isotrope, tandis que dans un aquifère anisotrope sur le plan horizontal, ces lignes forment des ellipses, qui satisfont l'équation:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \dots\dots\dots (3.21)$$

Où:

$a$  et  $b$  sont les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'égal rabattement.

Hantush-Thomas (1966) considèrent que la méthode de Hantush (1966); par l'utilisation des méthodes d'aquifère isotrope; peut ne pas donner assez d'informations pour la détermination de  $S$  et  $T$ ; d'où ils développent une méthode

pour la détermination de l'emmagasinement d'aquifère homogène anisotrope et la transmissivité dans n'importe quelle direction radiale.

Cette méthode utilisée au début pour les données de remontée, peut être appliquée pour le cas de pompage (Batu, 1998), en considérant les équations :

$$W(u_{XY}) = \frac{4\pi s T_e}{Q} \dots\dots\dots(3.22)$$

Avec :

$$u_{XY} = \frac{r^2 S}{4t T_n} = \frac{a_s b_s S}{4T_e t_s} \dots\dots\dots(3.23)$$

$a_s$ , et  $b_s$  : les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'égal rabattement  $s$  au temps  $t_s$ .

Hantush-Thomas(1966) montrent que la transmissivité directionnelle est donnée par :

$$T_n = \left( \frac{r_n^2}{a_s b_s} \right) T_e \dots\dots\dots(3.24)$$

Et les transmissivités des directions de plus grande et plus petite anisotropie sont données respectivement par :

$$T_X = \left( \frac{a_s}{b_s} \right) T_e \dots\dots\dots(3.25)$$

$$T_Y = \left( \frac{b_s}{a_s} \right) T_e \dots\dots\dots(3.26)$$

Cette méthode est appliquée pour les hypothèses et les conditions suivantes :

- L'aquifère est homogène mais anisotrope sur le plan horizontal ;
- L'épaisseur est uniforme sur la zone influencée par l'essai de pompage ;

Hantush-Thomas (1966) ont montré que lorsque  $T_e$ ,  $a$  et  $b$ , sont connus; les autres caractéristiques hydrauliques peuvent être déterminées., il n'est pas nécessaire d'avoir

les valeurs de  $S/T_n$ , à condition que l'on dispose des observations suffisantes pour décrire les ellipses d'égal rabattement, en suivant les étapes :

- Appliquer les méthodes d'aquifères confinés isotropes pour les données de chaque ligne de piézomètres, pour déterminer  $T_e$ , et  $S/T_n$ .  $T_e$  est constant dans le sens de l'écoulement, et  $S/T_n$  est constante le long de chaque ligne de piézomètres (aquifère homogène);
- $T_e$ , et  $S/T_n$  sont remplacés dans les équations (3.12) et (3.13) pour calculer le rabattement le long de chaque ligne de piézomètres; à plusieurs valeurs de rayon et de temps.
- a,b sont calculées après construction d'une ou plusieurs ellipses d'égal rabattement, à l'aide des données observées (ou calculés).
- déterminer ensuite  $T_n$ ,  $T_X$  et  $T_Y$  à partir des équations (3.24) à (3.26);
- $W(u_{XY})$  est déduite de l'équation (3.22) et trouver la valeur  $u_{XY}$  correspondante à partir de la table de Theis;
- Avec la valeur de  $u_{XY}$  calculer  $S$  à partir de l'équation (3.23);
- Répétez cette procédure pour plusieurs valeurs de  $s$  cela devrait produire environ les mêmes valeurs pour  $T_n$ ,  $T_X$ ,  $T_Y$  et  $S$ .

### 3.2.2.1.3 Méthode de Neuman(1984)

Dans le cas des aquifères anisotropes sur le plan horizontal, les flux ont tendance à suivre la direction de la plus grande perméabilité. Ceci définissant la conductivité hydraulique comme une propriété tensorielle par une matrice de neuf composantes, symétriques par rapport à la diagonale. Cela nous permet de transformer les composantes du gradient hydraulique en composantes de vitesse. Le long des axes principaux du tenseur (X,Y), la vitesse et les gradients hydrauliques ont les mêmes directions.

En utilisant les propriétés du tenseur, Papadopoulos (1965) a développé une équation pour décrire le rabattement en régime transitoire dans le cas d'un aquifère anisotrope sur le plan horizontal.

$$s = \frac{Q}{4\pi T_e} W(u_{xy}) \dots \dots \dots (3.27)$$

$$T_e = \sqrt{T_{xx}T_{yy} - T_{xy}^2} \dots\dots\dots(3.28)$$

$$u_{xy} = \frac{S}{4t} \left( \frac{T_{xx}y^2 + T_{yy}x^2 - 2T_{xy}xy}{T_{xx}T_{yy} - T_{xy}^2} \right) = \frac{S}{4t} \left( \frac{T_{xx}y^2 + T_{yy}x^2 - 2T_{xy}xy}{T_e^2} \right) \dots\dots\dots(3.29)$$

Où x and y sont les coordonnées locales et  $T_{xx}$ ,  $T_{yy}$ , and  $T_{xy}$  sont les composantes du tenseur de transmissivité.

Pour un argument de fonction de puits  $u < 0.01$ , selon Neuman l'équation (3.27) peut s'écrire :

$$s = \frac{2,30 Q}{4\pi T_e} \log \frac{2,25 t}{S} \left\{ \frac{T_{xx}T_{yy} - T_{xy}^2}{T_{xx}y^2 + T_{yy}x^2 - 2T_{xy}xy} \right\} \dots\dots\dots(3.30)$$

Les relations entre les transmissivités principales et les composantes tensorielles de transmissivités sont données par :

$$T_X = \frac{1}{2} \left\{ T_{xx} + T_{yy} + \sqrt{[T_{xx} - T_{yy}]^2 + 4T_{xy}^2} \right\} \dots\dots\dots(3.31)$$

$$T_Y = \frac{1}{2} \left\{ T_{xx} + T_{yy} - \sqrt{[T_{xx} - T_{yy}]^2 + 4T_{xy}^2} \right\} \dots\dots\dots(3.32)$$

Avec X et Y les coordonnées globales du tenseur de transmissivités.

X étant l'axe parallèle à la plus grande direction d'anisotropie et Y l'axe parallèle à la petite direction, l'orientation des axes X et Y est donnée par :

$$\theta = \arctan \frac{T_X - T_{xx}}{T_{xy}} \dots\dots\dots(3.33)$$

Avec:

$\theta$ : l'angle entre les axes x et X. ( $0 \leq \theta < \pi$ ). L'angle  $\theta$  est positif à gauche des axes.

Si les directions principales d'anisotropie sont connues les équations (3.29) et (3.30) seront réduites à :

$$s = \frac{Q}{4\pi\sqrt{T_X T_Y}} W(u_{XY}) \dots \dots \dots (3.34)$$

$$u_{XY} = \frac{S}{4t} \left( \frac{T_X Y^2 + T_Y X^2}{T_X T_Y} \right) \dots \dots \dots (3.35)$$

À partir de ces équations, Papadopulos (1965) a développé une méthode pour déterminer les directions principales d'anisotropie et les transmissivités maximales et minimales, et ceci en utilisant les données de rabattement d'au moins trois puits d'observation dont chaque trois d'entre eux sont situés dans des lignes différentes de celle du puits pompé.

Neuman et al. (1984) a montré que la méthode de Papadopulos peut être appliquée en utilisant les données de rabattement de trois piézomètres, à condition que deux essais de pompage soient réalisés dans deux de ces puits. Les hypothèses d'utilisation de la méthode de Neuman des trois puits sont :

- L'aquifère est homogène, anisotrope dans le plan horizontal et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage.
- Le régime est transitoire
- Trois puits pénétrants l'aquifère situés dans plus d'une ligne et dont deux d'entre eux sont pompés.

Lorsque l'eau est pompée à partir du puits 1 à débit constant  $Q_1$ , deux séries de données de rabattement  $s_{12}$  et  $s_{13}$  sont connus à partir des puits 2 et 3. Ce n'est pas suffisant comme données pour permettre l'utilisation des équations de Papadopulos. Mais, si au moins un autre essai de pompage est effectué, par exemple dans le puits 2 à un débit constant  $Q_2$ , et le rabattement est observé au moins dans le puits 3, ces données de rabattement  $s_{23}$  donnent la troisième série de données nécessaires à compléter l'analyse des rabattements.

L'équation (3.29) de Papadopulos peut être remplacée dans ce cas par les données des trois puits comme :

$$u_{12} = \frac{S}{4t_{12}T_e} [T_{xx}y_{12}^2 + T_{yy}x_{12}^2 - 2T_{xy}x_{12}y_{12}] \dots\dots\dots(3.36)$$

$$u_{13} = \frac{S}{4t_{13}T_e} [T_{xx}y_{13}^2 + T_{yy}x_{13}^2 - 2T_{xy}x_{13}y_{13}] \dots\dots\dots(3.37)$$

$$u_{23} = \frac{S}{4t_{23}T_e} [T_{xx}y_{23}^2 + T_{yy}x_{23}^2 - 2T_{xy}x_{23}y_{23}] \dots\dots\dots(3.38)$$

Les étapes d'utilisation la méthode de Neuman

sont :

- Appliquer l'une des méthodes pour les aquifères confinés isotropes pour les données de rabattements de chaque puits, à partir des équations (3.27), (3.36), (3.37) et (3.38). Ce qui donne les valeurs de  $T_e$ ,  $ST_{xx}$ ,  $ST_{yy}$  et  $ST_{xy}$ .
- Connaissant  $T_e$ ,  $ST_{xx}$ ,  $ST_{yy}$ , and  $ST_{xy}$ ,  $S$  sera calculé à partir de:

$$S = \sqrt{ST_{xx}ST_{yy} - \{ST_{xy}\}^2} / T_e \dots\dots\dots(3.39)$$

- Connaissant  $S$ ,  $ST_{xx}$ ,  $ST_{yy}$ , et  $ST_{xy}$ , on calcule  $T_{xx}$ ,  $T_{yy}$  et  $T_{xy}$
- En remplaçant les valeurs de  $T_{xx}$ ,  $T_{yy}$  et  $T_{xy}$  dans l'équation (3.31) on pourra calculer  $T_X$
- En remplaçant les valeurs de  $T_{xx}$ ,  $T_{yy}$  et  $T_{xy}$  dans l'équation (3.32) on pourra calculer  $T_Y$
- Déterminer l'angle  $\theta$  à partir de l'équation (3.3) en remplaçant les valeurs de  $T_X$ ,  $T_{xx}$  et  $T_{xy}$ .

### 3.2.2.2 Aquifères anisotropes sur le plan vertical

#### 3.2.2.2.1 Méthode de Weeks (1969)

Dans un puits qui pénètre partiellement l'aquifère confiné, et pour une durée de pompage  $t > DS/2K_V$ , une solution a été développé par Hantush (1961a) pour

décrire le rabattement. Du fait de l'anisotropie verticale cette solution a été modifié par (Hantush 1964; Weeks 1969).

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left\{ W(u) + f_s \left( \beta', \frac{b}{D}, \frac{d}{D}, \frac{a}{D} \right) \right\} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) + \delta s \dots \dots \dots (3.40)$$

Avec:

$W(u)$  = fonction de puits de Theis

$b, d, a$ : paramètres géométriques

$$\beta' = \frac{r}{D} \sqrt{K_v / K_h} \dots \dots \dots (3.41)$$

Où:

$K_v$ : conductivité hydraulique verticale

$K_h$ : conductivité hydraulique horizontale

$$f_s = \frac{4D}{\pi(b-d)} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} K_0(n\pi\beta') \left\{ \cos \frac{n\pi a}{D} \right\} \left\{ \sin \frac{n\pi b}{D} - \sin \frac{n\pi d}{D} \right\} \dots \dots \dots (3.42)$$

Les valeurs de  $f_s$  pour différentes valeurs de  $\beta'$ ,  $b/D$ ,  $d/D$ , et  $a/D$  sont données sur la table de Weeks(1969).

$$\delta s = \frac{Q}{4\pi T} f_s \dots \dots \dots (3.43)$$

Avec :  $\delta s$  = différence de rabattement entre le rabattement observé et le rabattement donné par l'équation de Theis.

Les conditions et hypothèses de Weeks sont:

- L'aquifère est homogène, anisotrope sur le plan vertical et d'épaisseur uniforme sur la zone influencée par le pompage ;
- Le puits pompé pénètre partiellement l'aquifère ;

Les conditions de Weeks ajoutées sont : un régime d'écoulement transitoire, une durée de pompage  $t > DS/2K_v$ , les données de rabattement à partir d'au moins deux piézomètres, et dont un piézomètre est situé à une distance de  $r > 2D\sqrt{K_h/K_v}$

Les étapes :de la méthode de Weeks sont:

- Appliquer l'une des méthodes d'aquifère confiné isotrope et de pénétration totale pour un rabattement de piézomètre situé à une distance  $r < 2D\sqrt{K_h/K_v}$  , déterminer  $K_hD$  et  $S$ ,
- Pour le piézomètre 2 situé à  $r < 2D\sqrt{K_h/K_v}$ , tracer les rabattements observés en fonction du temps sur un papier semi-log et tracer une ligne droite ;
- Connaissant  $Q, K_h, S$  et  $r$ , calculer les valeurs de  $s$  pour le piézomètre 2, pour différentes valeurs de  $t$  et pour le cas d'une pénétration totale par l'équation de Theis :  

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$
- Tracer les valeurs calculées de  $s$  en fonction du temps sur le même papier semi-log, tracer une ligne droite qui doit être parallèle à la première ligne de valeurs observées,
- Déterminer la valeur  $\delta s$  entre les deux lignes parallèles,
- Connaissant  $\delta s$ ,  $Q$ , et  $K_hD$ , calculer  $f_s$  par l'équation (3.43) ;
- En utilisant les tables, déterminer  $\beta'$  correspondant à  $f_s$  pour le piézomètre 2,
- Connaissant  $\beta'$ , et  $r/D$  pour le piézomètre 2, calculer le rapport  $K_v/K_h$  par l'équation (3.42),
- Connaissant  $K_v/K_h$ ,  $K_hD$  et  $D$ , calculer  $K_h$  et  $K_v$ .

### 3.3 Interprétation des essais d'aquifère confiné en phase de remontée

Les essais de remontée (essais de rabattements résiduels) impliquent la mesure d'élévation du niveau de l'eau après arrêt de pompage. Dont lesquelles la détermination de transmissivité et du coefficient d'emmagasinement est indépendante de ceux déterminés à partir des essais de pompage mais par conjonction avec les

calculs obtenus à partir de la phase de pompage afin d'estimer les véritables propriétés hydrauliques de la zone influencée par le pompage. Les résultats obtenus d'un essai de remontée peuvent être plus fiable que ceux des essais de pompage, étant donné que la remontée n'est pas influencée par les fluctuations irrégulières qui peuvent être caractéristiques du pompage. Et selon l'étude de (Singh and Gupta, 1986) et (Singh, 2000) pour un aquifère à faible conductivité hydraulique, il a fallu avoir les données de remontée pour déterminer les paramètres d'aquifère étant donné que la réponse de l'aquifère pendant la phase de pompage est négligeable.

Parmi les méthodes d'interprétation des données de remontée, on trouve les travaux de Theis(1935) pour un aquifère confiné, Neuman(1975) et Birsoy-Summers (1980) pour un aquifère libre, qui sont bien expliquées dans l'ouvrage (Kruseman et de Ridder, 1990).

### 3.3.1 Méthode de remontée de Theis(1935) pour aquifère isotrope et homogène

Avec les mêmes hypothèses et conditions d'utilisation de la méthode des Theis, les hypothèses suivantes sont ajoutées:

- Régime d'écoulement transitoire ;
- $u < 0,01$ , c'est-à-dire  $t_p > 25r^2S/T$
- $u' < 0,01$ , c'est-à-dire  $t' > 25r^2S'/T$

Le rabattement résiduel  $s'$  à un puits d'observation est donné selon Theis(1935) par la méthode de superposition, comme :

$$s' = \frac{QW(u)}{4\pi T} - \frac{QW(u')}{4\pi T'} \dots\dots\dots(3.44)$$

$$u' = \frac{r^2 S'}{4T' t'} \dots\dots\dots(3.45)$$

$t$  : temps compté à partir du début de la phase de pompage ;

$t'$  : temps compté à partir du début de la phase de remontée.

Jacob(1963) a étudié le cas où le coefficient d'emmagasinement  $S' < S$ , en considérant un aquifère dont la couche de sol est normalement consolidée ou faiblement surconsolidée dont le rebond élastique à la remontée est un peu inférieur au tassement élastique du au pompage.

Pour des temps  $t$  et  $t'$  suffisamment grands (des faibles valeurs de  $u$  et  $u'$  inférieurs à 0.01),  $W(u)$  et  $W(u')$  sont remplacées par l'approximation de Cooper-Jacob.

On peut alors écrire en logarithmes décimaux que:

$$s' = \frac{2,30 Q}{4\pi T (\log 2,25 Tt/r^2 S)} - \frac{\log 2,25 Tt'}{r^2 S'} \dots\dots\dots(3.46)$$

$$s' = \frac{2,30 Q}{4\pi T \log \frac{S't}{S't'}} \dots\dots\dots(3.47)$$

Le graphe de  $s'$  vs  $\log t/t'$  est donc une droite log-linéaire dont la pente est  $\Delta s'/\text{cycle}$  et l'intercept à l'origine est  $(t/t')_0$  définis par:

$$\frac{\Delta s'}{\text{cycle-log}} = \frac{2,30 Q}{4\pi T} \dots\dots\dots(3.48)$$

$$\left(\frac{t}{t'}\right)_0 = \frac{S}{S'} \dots\dots\dots(3.49)$$

La pente nous fournit la valeur de la transmissivité  $T$  et l'intercept à l'origine la valeur du rapport  $S/S'$  des coefficients d'emmagasinement. En considérant ( $S = S'$ ), la variation de  $s'$  par cycle logarithmique  $\Delta s'$ , permet de calculer  $T$ , par la relation :

$$T = \frac{2,30 Q}{4\pi \Delta s'} \dots\dots\dots(3.50)$$

Le coefficient d'emmagasinement ne peut être déterminé par cette méthode graphique en considérant les rabattements résiduels, de même que la position et l'orientation des frontières (Todd, 1980, Raghunath, 1982).

Les valeurs de transmissivité et du coefficient d'emmagasinement peuvent être obtenues à partir du graphique de la différence de rabattement ( $s_p - s'$ ) versus le temps

de remontée  $t'$  par la méthode de Cooper-Jacob (U.S.D.I., 1977; Driscoll, 1986, Chapuis 1992a).

Avec  $s_p$  : rabattement prolongé si le pompage continu jusqu'à  $t'$ , donné par :

$$s_p = \frac{2,30 Q}{4\pi T \log\left(\frac{2,25 T t'}{r^2 S}\right)} \dots\dots\dots(3.51)$$

A partir de (3.45) et (3.52), on aura :

$$(s_p - s') = \frac{QW(u')}{4\pi t} \dots\dots\dots(3.52)$$

Cette équation est pour la phase de remontée équivalente à l'équation de Cooper-Jacob pour la phase de pompage avec les hypothèses d'un aquifère homogène infini et d'épaisseur constante.

Par conséquent, les paramètres  $T$  et  $S$  sont donnés par les expressions qui suivent, en remplaçant  $\Delta s/\text{cycle}$  par  $\Delta(s_p - s')/\text{cycle}$  et  $t_0 = t'_0$ , on tire les valeurs de  $T$  et  $S$  à partir

de :

$$T = \frac{2,30 Q}{4\pi \Delta(s_p - s')} \dots\dots\dots(3.53)$$

$$S = \frac{2,25 T t'_0}{r^2} \dots\dots\dots(3.54)$$

### 3.3.2 Méthode de Hantush-Thomas (1966) pour un aquifère anisotrope

L'équation de l'ellipsoïde de conductivités d'aquifère anisotrope est donnée par :

$$\frac{x^2}{a_s^2} + \frac{y^2}{b_s^2} = 1 \dots\dots\dots(3.55)$$

Comme c'est déjà signalé  $a$  et  $b$ , sont les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'égal rabattement  $s$  au temps  $t_s$ . On peut montrer que :

$$T_n = \left( \frac{r_n^2}{a_s b_s} \right) T_e \dots \dots \dots (3.56)$$

$$T_X = \left( \frac{a_s}{b_s} \right) T_e \dots \dots \dots (3.57)$$

$$T_Y = \left( \frac{b_s}{a_s} \right) T_e \dots \dots \dots (3.58)$$

$$\frac{4\pi s T_e}{Q} = W(u') \dots \dots \dots (3.59)$$

Avec :

$$T_n = \frac{r^2 T_e}{a_s b_s} \dots \dots \dots (3.60)$$

D'où :

$$u' = \frac{r^2 S}{4T_n t} = \frac{a_s b_s S}{4T_e t_s} \dots \dots \dots (3.61)$$

Les hypothèses et les conditions de la méthode de Hantush-Thomas sont :

- L'aquifère est homogène, anisotrope et d'épaisseur constante dans la zone influencée par le pompage.
- La nappe est libre ou captive.
- Le régime d'écoulement est transitoire, on ajoute pour le rabattement résiduel, la

$$\text{condition: } \frac{r^2 S}{4T_n t} < 0,01$$

Si le pompage est arrêté au bout du temps  $t_0$ , le rabattement résiduel est donné par l'équation :

$$s' = \frac{Q}{4\pi T_e} W_*(\tau, u'_0) \dots \dots \dots (3.62)$$

Où :

$$W_*(\tau, u'_0) = W[u'_0/(1+\tau)] - W\left(\frac{u'_0}{\tau}\right) \dots\dots\dots(3.63)$$

$$u_0 = \frac{r^2 S}{4T_n t_0} \dots\dots\dots(3.64)$$

$$\tau = \frac{t'}{t_0} \dots\dots\dots(3.65)$$

L'équation de la ligne d'égal rabattement résiduel au temps  $t'$  depuis l'arrêt du pompage est selon Hatush-Thomas(1966), donnée par :

$$\frac{x^2}{a_s'^2} + \frac{y^2}{b_s'^2} = 1 \dots\dots\dots(3.66)$$

Avec :

$a_s'$  et  $b_s'$  sont les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'égal rabattement résiduel, de même on a :

$$T_n = \left(\frac{r_n^2}{a_s' b_s'}\right) T_e \dots\dots\dots(3.67)$$

$$T_X = \left(\frac{a_s'}{b_s'}\right) T_e \dots\dots\dots(3.68)$$

$$T_Y = \left(\frac{b_s'}{a_s'}\right) T_e \dots\dots\dots(3.69)$$

$$\frac{4\pi s' T_e}{Q} = W_*(\tau, u'_0) \dots\dots\dots(3.70)$$

Où :

$$u'_0 = \frac{a_s' b_s' S}{4T_e t_0} \dots\dots\dots(3.71)$$

Les étapes de la méthode de remontée de Hatush-Thomas(1966) sont :

- Déterminer la valeur de  $T_e$  à l'aide des méthodes des nappes isotropes.
- Construire une ou plusieurs ellipses d'égal rabattement résiduel et calculer pour chaque ellipse  $a_{s'}$ , et  $b_{s'}$ .
- Calculer  $T_n$ ,  $T_x$  et  $T_y$  à l'aide des équations (3.68) à (3.70).
- Préparer une table des valeurs de  $u'_0$  correspondant aux valeurs de  $W^*(\tau, u'_0)$  selon l'équation (3.64) en utilisant diverses valeurs de  $u'_0$  et une valeur de  $\tau = t'/t_0$  correspondant à la situation considérée. calculer  $u'_0/(1+\tau)$  et  $u'/\tau$ , trouver ensuite les valeurs de  $W[u'_0/(1+\tau)]$  et  $W(u'_0/\tau)$  dans l'Annexe.
- Calculer la valeur de  $W^*(\tau, u'_0)$  à l'aide de l'équation (3.71) et trouver la valeur correspondante de  $u'_0$  sur la table déjà préparée. Connaissant  $u'_0$  calculer  $S$  par l'équation (3.72).
- Recommencer ces opérations pour plusieurs valeurs de  $s'$ . On doit retrouver à peu près les mêmes résultats sur  $T_n$ ,  $T_x$ ,  $T_y$  et  $S$ .

## CHAPITRE IV

### La méthode des éléments finis et le logiciel Seep/W

#### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente un aperçu sur la méthode des éléments finis. Par la suite, on introduira le logiciel d'éléments finis Seep/W de la famille GeoSlope office qui sera utilisé pour les différentes simulations présentées dans ce travail. Ses hypothèses, ses équations et ses principales caractéristiques seront également présentées.

#### 4.2 Aperçu sur la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique numérique qui vise à résoudre des équations différentielles en faisant des approximations par sous régions de dimensions finies (éléments finis). En sens mathématique, la MEF consiste à utiliser une approximation de variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Cette méthode introduite en mathématique en 1968 et dans les soixante dix pour les sciences des eaux souterraines est bien exposée dans plusieurs références de base (Dhatt et Touzot, 1981,

Zienkiewicz 1979, A.Eurn et J.L.Guermond, 2002).

L'approche de la MEF en premier lieu était variationnelle, c'est l'approche des résidus pondérés de Galerkin qui a augmenté la popularité de cette méthode dont les détails ont fait l'objet de plusieurs ouvrages de littérature (Bathe, 1982 ; Segerlind, 1984 , Zienkiewicz et Taylor, 1991 ; e.g. Reddy, 1993) ; avec le développement de l'outil informatique ; la MEF constitue avec le temps l'une des méthodes les plus utilisées pour la modélisation numérique des phénomènes physiques. Elle devient très utile pour la résolution des problèmes d'ingénierie environnementale (Desai et al., 1972 ; Todd, 1980 ; Bothe, 1982 ; Segerlind, 1984 ; Zienkiewicz et al., 1991). Ainsi plusieurs ouvrages traitent la méthode en et son utilisation pour la modélisation de l'écoulement souterrain à savoir : (Bathe, 1982 ; Huyakorn et al., 1983, Pinder and

Gray, 1977) (Duguid et Abel, 1974; Bathe, 1982; Huyakom et al., 1983). Narasimhan et al. (1982) ( Neurnan and Witherspoon, 1969). La modélisation numérique par éléments finis est introduite dans le livre hydrologie des eaux souterraines sur la modélisation numérique en hydrogéologie (Narishman et al .1982).

### 4.3 Description du logiciel Seep/W

Le logiciel seep/W est un programme d'éléments finis développé et commercialisé par la compagnie Geoslope International du Canada. Il permet d'analyser les problèmes d'écoulement de l'eau dans un milieu poreux saturé et non saturé unidimensionnels ou bidimensionnels en régimes permanent et transitoire. Le logiciel Seep/W est formé de trois modules qui sont : le préprocesseur, le processeur, et le post processeur. Ainsi :

- Le préprocesseur ou le module « DEFINE » : dans lequel est défini la géométrie du milieu et sa discrétisation en éléments finis formés de nœuds, les courbes caractéristiques de ce milieu telles la conductivité hydraulique  $k(u)$  et la teneur en eau volumique  $\theta(u)$  sont fonction de la pression d'eau interstitielle, les conditions aux frontières constantes ou variables ainsi que les paramètres de l'analyse numérique comme la tolérance sur le résultat itéré et la discrétisation du temps pour les analyses en régime transitoire .
- Le processeur ou le module « SOLVE » : dans ce module s'effectue la résolution par éléments finis.
- Le post processeur ou le module « CONTOUR » : qui permet la visualisation graphique des résultats obtenus par SEEP /W SOLVE.

Le logiciel Seep/W est utilisé en raison de sa disponibilité et des résultats intéressants déjà confirmés pour la résolution d'un bon nombre de problèmes en hydrogéologie et ceci par plusieurs validations effectuées pour tester le pouvoir de seep/W. (e.g. Chenaf,1995, 1997, Yanful et al.,1993 ; Chapuis et al.,1993 ; Crespo,1994 ; Bussière et al.,1995 Aubertin et al.,1997).

Les possibilités de Seep/W sont nombreuses. Il offre aussi le choix de modéliser en deux dimensions (en plan ou en coupe) et en axisymétrique (Chenaf, 1997). Il peut aussi bien analyser les problèmes en milieu saturé qu'en milieu non saturé (Chenaf et Chapuis, 1998, Chapuis et al.,2000; Chapuis et al.,1993).

#### 4.4 Equations et hypothèses de base du logiciel SEEP/W

Dans SEEP/W l'écoulement de l'eau en milieu saturé et non saturé (Richards, 1931 ; Childs et Collins- George, 1950) obéit à la loi de Darcy

$$V = -Ki \dots \dots \dots (4.1)$$

V = vitesse de Darcy (parfois notée q)

K = Conductivité hydraulique

I = gradient

L'équation fondamentale aux dérivées partielles employée par SEEP/W dans le plan (x,y) appelée équation de Richards (1931) est :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(u_w) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z(u_w) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots \dots \dots (4.2)$$

Et où :

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \dots \dots \dots (4.3)$$

z : élévation, m

$u_w$  : pression d'eau interstitielle, kPa

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

$K_x(u_w)$  : fonction de conductivité hydraulique dans la direction x , m/s

$K_z(u_w)$  : fonction de conductivité hydraulique dans la direction z, m/s

h : charge hydraulique, m

Q : débit volumique de l'eau ( $m^3/m.s$ )

t : temps (s)

Cette équation exprime que, pour un temps donné, la différence entre un débit qui rentre et un débit qui sort d'un volume élémentaire de sol est égale à la variation de la teneur en eau volumique.

En régime permanent, les flux entrant et le flux sortant d'un volume élémentaire de sol sont identiques (pas de variation de teneur en eau avec le temps). Par conséquent, le membre de droit de l'équation générale (4.2) est nul, et l'équation se réduit donc à :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = 0 \dots\dots\dots (4.4)$$

En régime transitoire, l'état de contrainte dans un sol saturé et non saturé est décrit par deux variables d'état qui sont  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  (Fredlund and Morgenstern, 1976, 1977), où :

Ainsi dans un volume de sol donné en conditions saturées ou non saturées, la variation de la teneur en eau volumique dépend de la variation des contraintes de chargement et des propriétés du sol par l'équation :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial (\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \dots\dots\dots (4.5)$$

Où :

$m_1^w$  : correspond au coefficient de changement de volume  $m_v$  (Lambe and Whitman, 1969) et qui représente la pente du graphe  $(\sigma - u_a)$  vs  $\theta_w$  à  $d(u_a - u_w)$  nul ;

$m_2^w$  : pente de la courbe d'emménagement, notée souvent  $m_w$ .

Le logiciel SEEP/W est formulé sur deux hypothèses fondamentales :

1. La masse de sol n'est soumise à aucun chargement ou déchargements extérieurs. La contrainte totale  $\sigma$  reste donc constante.
2. La pression d'air interstitielle reste constante et est égale à la pression atmosphérique tout au long du processus transitoire ( $\Delta u_a / \Delta t = 0$ ).

Par conséquent,  $(\sigma - u_a)$  reste constante dans le temps et n'a aucun effet sur la variation de la teneur en eau volumique. La teneur en eau volumique est fonction seulement de  $(u_a - u_w)$ . Et comme,  $u_a$  est une constante, la variation dans le temps de la

teneur en eau volumique ( $\theta$ ) est fonction uniquement de la pression interstitielle de l'eau ( $u_w$ ), par la relation :

$$\partial\theta = m_w \cdot \partial u_w \dots\dots\dots (4.6)$$

La charge hydraulique telle que définie par l'équation 4.3 et réarrangée :

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \dots\dots\dots (4.7)$$

Ce qui donne :

$$\partial\theta = m_w \cdot \gamma_w \cdot \partial(h-z) \dots\dots\dots (4.8)$$

Ainsi en substituant dans l'équation générale (4.2), on aura :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z(u) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial(h-z)}{\partial t} \dots\dots\dots (4.9)$$

L'élevation  $z$  est constante, d'où l'équation s'écrit comme :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z(u) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (4.10)$$

Par définition, la variation de masse de fluide est égale à la variation dans le temps de l'emmagasinement de masse de fluide à l'intérieur de ce volume, et en comparaison à l'équation (2.55), paragraphe(2.5.1). L'emmagasinement spécifique est donc lié à la variation de la teneur en eau et sera donc donné par la relation :

$$S = m_w \cdot \gamma_w \cdot b \dots\dots\dots (4.11)$$

En comparaison avec l'équation

Cette équation peut être formulée dans le cas anisotrope où la première direction principale du coefficient de conductivité hydraulique fait un angle  $\alpha$  avec l'axe des  $x$ , comme :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx}(u) \frac{\partial h}{\partial x} + K_{xy}(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yx}(u) \frac{\partial h}{\partial x} + K_{yy}(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (4.12)$$

Avec :

$$K_{xx} = K_1 \cos^2 \alpha + K_2 \sin^2 \alpha$$

$$K_{xy} = K_{yx} = (K_1 - K_2) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$K_{yy} = K_1 \sin^2 \alpha + K_2 \cos^2 \alpha$$

$K_1$  et  $K_2$  sont respectivement les conductivités hydrauliques principales maximale et minimale.

La forme générale du tenseur de conductivité hydraulique anisotrope dans SEEP/W est :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (4.13)$$

Si les axes principales  $x$  et  $y$  sont les axes d'anisotropie, l'angle  $\alpha$  est nul, et la matrice  $[K]$  devient :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{bmatrix} \dots \dots \dots (4.14)$$

Avec :

$K_x$  : conductivité dans la direction majeure d'anisotropie, déterminée par la fonction de conductivité hydraulique,

$K_y$  : conductivité dans la direction minimale d'anisotropie, déterminée à partir du rapport d'anisotropie :  $n = K_x / K_y$ .

#### 4.5 Formulation de la solution par éléments finis

La solution de l'équation est la détermination de la fonction de charge hydraulique  $h(x,y,t)$  qui satisfait l'équation de Laplace généralisée, dont la résolution par la MEF est décrite sur plusieurs ouvrages (Pinder and Gray, 1977 ; Zienkiewicz and Taylor, 1991), elle nécessite la connaissance des courbes  $K$  vs  $u$  et  $\theta$  vs  $u$  est nécessaire. Dans seep/W, l'équation est résolue par la méthode de Galerkin (1915) qui constitue un cas particulier de la méthode des résidus pondérés, c'est un bon outil pour la résolution des équations différentielles aux dérivées partielles d'ordre impair.

La méthode de Galerkin définit la fonction de pondération comme une fonction  $\Phi_j$ , en considérant les équations suivantes :

$$L\{u(x,y)\} = 0 \quad \forall (x,y) \in D \dots \dots \dots (4.15)$$

Où :

D est le domaine et L : l'opérateur de la fonction  $u(x, y, t)$ .

La fonction  $\hat{u}(x, y, t)$  est une approximation de  $u(x, y, t)$ ,

$$u(x,y,t) \approx \hat{u}(x,y,t) \dots \dots \dots (4.16)$$

Qui est définie par la combinaison suivante :

$$\hat{u}(x,y,t) = \sum_{j=1}^M a_j(t) \Phi_j(x,y) \dots \dots \dots (4.17)$$

Avec : M le nombre d'éléments.

On définit le résidu R par :

$$R(x,y,t) = L\{\hat{u}(x,y,t)\} \dots \dots \dots (4.18)$$

Et en substituant par la relation (4.17), on aura :

$$R(x,y,t) = L \left\{ \sum_{j=1}^M a_j(t) \Phi_j(x,y) \right\} \dots \dots \dots (4.19)$$

Le résidu R est nul lorsque les solutions approchée et exacte sont égales, l'équation devient :

$$\int R W_i dD = 0 \quad \text{avec: } i=1, M \dots \dots \dots (4.20)$$

Avec :

$W_i$  : fonction de pondération, qui est la fonction  $\Phi_i$  dans la méthode de Galerkin.

L'équation peut s'écrire comme :

$$\int R \Phi_i dD = 0 \quad \text{avec: } i=1, M \dots \dots \dots (4.21)$$

En remplaçant R par son expression, il se produit :

$$\int L\{\sum_{i=1}^M a_j(t)\Phi_j(x,y)\}\Phi_i dD=0 \quad \text{avec } i=1,M,\dots\dots\dots(4.22)$$

$$L\{h\}=\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x(u)\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y(u)\frac{\partial h}{\partial y}\right)+Q-m_w\gamma_w\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)\dots\dots\dots(4.23)$$

$$h(x,y,t)=\sum_{j=1}^M h_j(t)\Phi_j(x,y)\dots\dots\dots(4.24)$$

à partir de (4.22) et (4.23), on aura :

$$\int \left\{\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial h}{\partial y}\right)+Q-m_w\gamma_w\frac{\partial h}{\partial t}\right\}\Phi_i dD=0\dots\dots\dots(4.25)$$

En remplaçant h par son expression (4.24), cette équation devient :

$$\int \left[\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j\Phi_j)}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j\Phi_j)}{\partial y}\right)+Q-m_w\gamma_w\frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j\Phi_j)}{\partial t}\right]\Phi_i dD=0\dots\dots\dots(4.26)$$

Et en simplifiant, l'équation devient :

$$\int \left[\sum_{j=1}^M h_j\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial\Phi_j}{\partial x}\right)+\sum_{j=1}^M h_j\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial\Phi_j}{\partial y}\right)+Q-m_w\gamma_w\sum_{j=1}^M \Phi_j\frac{\partial h_j}{\partial t}\right]\Phi_i dD=0\dots\dots\dots(4.27)$$

Cette équation génère trois matrices dépendantes de la fonction  $\Phi_i$ , et des vecteurs de système qui sont fonction de la distance (x) et du temps (t). L'équation différentielle peut s'écrire :

$$[C]\{H\}+[S]\{H\},t=\{Q\}\dots\dots\dots(4.28)$$

Où :

[C] : matrice des éléments caractéristiques ;

[S] : matrice de masse ;

{Q} : vecteur de débit (pompe ou injecté) ;

{H} : vecteur  $\{h_1, h_2, \dots, h_n\}$  ;

{H},t : vecteur dérivée (dh/dt) du vecteur de charge par rapport au temps.

- Matrice des éléments caractéristiques :

$$[C] = \int [B]^T [K] [B] dD \dots\dots\dots (4.29)$$

Dont les éléments typiques sont :

$$C_{i,j} = \int \left[ K_x \frac{\partial \Phi_j}{\partial x} \frac{\partial \Phi_i}{\partial x} + K_y \frac{\partial \Phi_j}{\partial y} \frac{\partial \Phi_i}{\partial y} \right] dD \dots\dots\dots (4.30)$$

- Matrice de masse :

$$[S] = \int [N]^T \lambda [N] dD \dots\dots\dots (4.31)$$

Et dont les coefficients sont :

$$s_{ij} = \int m_w \gamma_w \Phi_i \Phi_j dD \dots\dots\dots (4.32)$$

- Vecteur de débit :

$$\{Q\} = q \int [N]^T dA \dots\dots\dots (4.33)$$

Et dans un domaine D, les coefficients sont :

$$q_{ij} = \int Q \Phi_i dD \dots\dots\dots (4.34)$$

Avec :

[B] : matrice des dérivées des fonctions de forme (fonctions d'interpolation,  $\Phi_j(x,y)$ )

[N] : matrice des fonctions d'interpolation ;

$\lambda$ : produit  $m_w \cdot \gamma_w$ ,

q : débit par unité de surface, appliqué au bord de l'élément.

L'équation devient donc :

$$\int ([B]^T [K] [B]) dV \{H\} + \int \lambda [N]^T [N] dV \{H\}, t=q \int [N]^T dA \dots \dots \dots (4.35)$$

L'équation peut s'écrire dans le cas 2D, où l'épaisseur est constante pour un élément donné, comme suit :

$$b \int ([B]^T [K] [B]) dA \{H\} + b \int \lambda [N]^T [N] dA \{H\}, t=q b \int [N]^T dL \dots \dots \dots (4.36)$$

Et pour la cas axisymétrique, l'épaisseur b est donc remplacée par la distance radiale qui est variable, l'équation devient dans ce cas :

$$\int ([B]^T [K] [B] R) dA \{H\} + \int \lambda [N]^T [N] R dA \{H\}, t=q \int [N]^T R dL \dots \dots \dots (4.37)$$

Le but de la résolution d'une équation d'éléments finis est de calculer la charge pour chacun des éléments. La distribution de la charge dans un élément suit la fonction d'interpolation de Bathe (1982), les caractéristiques générales des opérations de seep/W, sont résumées comme suit :

1. Les éléments peuvent être quadrilatères ou triangulaires sans ou avec des nœuds secondaires, pour un élément quadrilatère on a 4 ou 9 nœuds d'intégrations alors que pour un élément triangulaire, on a seulement 1 ou 3 nœuds d'intégration ;
2. La distribution de la charge dans un élément suit la fonction d'interpolation de Bathe (1982) ce qui implique que la distribution de la charge est linéaire s'il n'y a pas de nœuds secondaires et non linéaire s'il y a des nœuds secondaires.
3. L'équation générale différentielle est résolue par la méthode des résidus pondérés de Galerkin(1915) ;
4. La méthode des différences arrières est utilisée pour l'intégration du temps ;
5. La technique d'élimination de Gaussienne est utilisée pour la résolution des équations par éléments finis ;

6. Les paramètres convergence sont effectués avec la norme Euclidienne du vecteur pression.

Pour l'écoulement en régime permanent, la charge hydraulique n'est pas une fonction du temps, l'équation se réduit à :

( $[K]\{H\} = [Q]$ ) , par contre en régime transitoire, où la fonction h est dépendante du temps, le terme  $dh/dt$  n'est pas nul, les dérivées de h en fonction du temps sont remplacées par des différences finies et le temps est discrétisé en intervalles finis. Seep/W utilise une approximation par moyennes pondérées du premier ordre, pour résoudre le système matriciel :

$$\left( [A] + \frac{1}{\Delta t} [B] \right) \{H\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\Delta t} [B] \{H\}_t = [Q]_{t+\Delta t} \dots \dots \dots (4.38)$$

La technique de substitution répétée qui est une technique itérative utilisée par Seep/W, dont laquelle la norme Euclidienne du vecteur de pression sert à mesurer la précision :

$$\|H\| = \left( \sum_{j=1}^M |H_j|^2 \right)^{1/2} + 1 \dots \dots \dots (4.39)$$

Avec :

n= nombre de nœuds,

$H_j$ : charge totale moins l'élévation du nœud j

La solution converge lorsque la différence des résultats du vecteur de pression entre deux itérations successives est égale à la tolérance fixée pour l'analyse.

Lorsque la solution converge et que les charges nodales sont connues, le logiciel calcule les gradients hydrauliques et les vitesses de Darcy en chaque point d'intégration, les gradients sont déterminés par intégration gaussienne à partir de l'équation :

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B] \{H\} \dots \dots \dots (4.40)$$

Avec:

$i_x, i_y$  sont respectivement les gradients en x et en y,

[B] : la matrice du gradient ;

{H} : vecteur de charge dans les nœuds. Et les vitesses de Darcy à chaque point sont données par :

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix} = [K][B]\{H\} \dots\dots\dots (4.41)$$

$V_x$  : vitesse dans la direction x

[K] : matrice de conductivité hydraulique.

SEEP/W calcule le débit à partir des charges nodales et des coefficients de l'équation globale d'éléments finis. Le calcul se fait par addition de l'écoulement du côté de chaque nœuds vers celui de son voisin, et ceci par un bilan de masse entre un ou plusieurs nœuds.

La précision des résultats d'un modèle numérique dépend des paramètres de convergence et de la grille d'éléments finis. Les éléments triangulaires sont moins précis que les quadrilatères, car ils ne contiennent pas autant de points d'intégration que les éléments quadrilatères, de plus les éléments doivent être le plus carré possible, afin d'avoir plus de précision des résultats, il est préférable d'augmenter le nombre d'éléments et de réduire leur taille de façon à éviter les éléments allongés.

## CHAPITRE V

### CAS HOMOGENE ISOTROPE ET ANISOTROPE

#### 5.1 Introduction

Dans ce chapitre sont présentés les résultats d'analyse par SEEP/W (débits, distributions de la charge hydraulique, et des rabattements hydrauliques) d'un aquifère confiné soumis à un essai d'aquifère en phases de pompage et de remontée, en régimes permanent et transitoire. Deux cas d'aquifères confinés homogènes sont considérés dans ce chapitre: Celui de l'aquifère isotrope et celui de l'aquifère anisotrope.

#### 5.2 Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de pompage

On suppose un puits de pompage de 20 cm de diamètre, qui pénètre totalement un aquifère confiné. Ce dernier est considéré horizontal, homogène isotrope et d'une épaisseur constante,  $b = 10$  m. Une charge d'alimentation constante  $h_0$  de 30 m existe à sa frontière circulaire éloignée à 50 m de l'axe centrale du puits. Le débit de pompage appliqué au puits est tel que la charge au puits est maintenue, en régime permanent, à  $h_w = 20$  m. Le rabattement à ce dernier est donc égal à 10 m (figure 5.1).

Le modèle numérique considéré est axisymétrique. Le maillage en éléments finis de ce modèle est représenté par 660 éléments quadrilatères à 4 nœuds chacun. Chaque élément axisymétrique possède une épaisseur de 1 radian avec un nombre total de nœuds de 737.

##### 5.2 .1 Analyse en régime permanent

Les conditions aux limites en régime permanent, sont constantes dans le temps. Le toit et la base de l'aquifère représentent des frontières imperméables (aquitards). Un débit total nul ( $Q = 0$ ) est imposé sur tous les nœuds de ces frontières supérieure et inférieure du modèle. Une charge constante de 30, ( $H=30$ m) est appliquée sur la frontière droite du modèle représentant la recharge à la périphérie ( $r = 50$ m). A  $r = 0,1$ m, une charge de  $h_w=20$  m est appliquée sur la paroi du puits (figure 5.2).

Les paramètres utilisés du calcul numérique sont : La tolérance sur le résultat numérique est fixée à 0,001%. La conductivité hydraulique saturée de l'aquifère est de  $10^{-4}$  m/s, soit une transmissivité de  $10^{-3}$  m /s. La variation de la teneur en eau volumique de l'aquifère, correspond à un coefficient d'emménagement,  $S = 4,905.10^{-3}$ . Les variations de la conductivité hydraulique et de la teneur eau volumique en fonction de la pression d'eau interstitielle dans l'aquifère sont illustrées sur les figures 5.3a et 5.3b, respectivement.

### 5.2.1.1 Analyse des résultats du cas homogène isotrope

Pour le régime permanent, on compare les résultats obtenus par SEEP/W avec les méthodes théoriques, pour le cas permanent c'est la méthode de Thiem(1906) qui sera appliquée. Les résultats correspondent au débit sortant du puits et aux graphes de la charge hydraulique  $h(r)$ , et du rabattement  $s(r)$ , en fonction de la distance radiale  $r$ , pour un aquifère isotrope en premier lieu puis en introduisant des coefficients d'anisotropie d'aquifère anisotrope. Les lignes équipotentielles (traces des cylindres concentriques dans la section axisymétrique ( $r, z$ )) ainsi que la valeur du débit sortant de la crépine sont représentés sur la figure (5.4).

Le débit numérique calculé par SEEP/W de l'eau pompée de l'aquifère par le puits est de  $1,6172 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ . Le débit total est donc :

$$Q_w = 1,6172 \cdot 10^{-3} \cdot 2\pi = 10,1611 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots(5.1)$$

Le débit théorique est calculé par l'équation de Dupuit :

$$Q = 2\pi K b \frac{s(r)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \dots\dots\dots(5.2)$$

Laquelle appliquée entre le puits et la frontière de recharge (méthode de Thiem, 1906), s'exprimerait comme :

$$Q = 2\pi K b \frac{(h_0 - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \dots\dots\dots(5.3)$$

Pour le modèle analysé nous avons les données suivantes :

$h_0 = 30\text{ m}$  ;  $R = 50\text{ m}$  ;  $h_w = 20\text{ m}$  ;  $r_w = 0,10\text{ m}$  ;  $K = 10^{-4}\text{ m/s}$  et  $b = 10\text{ m}$  qui donnent le débit théorique suivant :

$$Q = 10,1103 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (5.4)$$

Ainsi, l'écart relatif entre le débit numérique calculé par Seep/W et le débit théorique donné par l'équation de Thiem est de 0,502 %. Cet écart est dû à la discrétisation en éléments finis du domaine.

En effet, une deuxième discrétisation de la section axisymétrique ( $r, z$ ) d'épaisseur  $\theta = 1\text{rd}$  (figure 5.5) en même nombre d'éléments que la grille précédente (660 éléments) mais comportant des nœuds secondaires donnant au total 2133 nœuds (plutôt que 737 nœuds dans la grille précédente) donnent sensiblement la même distribution des lignes équipotentielles (figure 5.6) mais une valeur de débit sortant de la crépine qui est de  $1,6093 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.rd}$ , soit :

$$Q_w = 1,6093 \cdot 10^{-3} \cdot 2\pi = 10,1115 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (5.5)$$

Cette valeur est plus faible que la valeur trouvée dans l'analyse de la Grille précédente et s'approche considérablement du débit théorique (équation 5.4). La différence entre le débit numérique calculé par Seep/W et le débit théorique donné par la relation de Thiem (1906) est de 0,012 %, elle est plus faible que celle obtenue avec le maillage sans nœuds secondaires. (0,502 % du débit théorique).

Pour le modèle sans nœuds secondaires (grille 1), les distributions de la charge hydraulique  $h(r)$ , et du rabattement,  $s(r)$ , en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  sont présentées sur les figures 5.7 et 5.8, respectivement. Pour le modèle avec nœuds secondaires (grille 2), les distributions de la charge hydraulique  $h(r)$ , et du rabattement,  $s(r)$ , en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  sont présentées sur les figures 5.9 et 5.10, respectivement.

La comparaison de ces résultats obtenus des deux grilles d'éléments avec et sans nœuds secondaires pour la charge hydraulique  $h(r)$  en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  (figure 5.11) et pour le rabattement,  $s(r)$ , en fonction du logarithme

de la distance radiale  $r$  (figure 5.12) montre des distributions presque identiques (différences très faibles).

On vérifie que la valeur du coefficient de conductivité hydraulique,  $K$ , calculée à partir des résultats numériques des deux grilles est bien la valeur introduite dans le modèle. La conductivité hydraulique est définie par la relation (Thiem, 1906) :

$$K_b = \frac{2,3Q}{2\pi\Delta s} \dots\dots\dots (5.6)$$

Avec :

$\Delta s$  : pente du graphe  $s$  vs  $\log r$  pour un cycle logarithmique,

$Q$  : débit de pompage

$b = 10$  m, pour la grille sans nœuds secondaires sur la figure (5.5), la différence de rabattement,  $\Delta s$ :

$\Delta s = 3,68$  m,  $Q = 10,1103 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ , d'où:

$$K_b = 1,005 \cdot 10^{-4} \approx 10^{-4} \text{ m/s} \dots\dots\dots (5.7)$$

Pour la grille avec nœuds secondaires, figure (5.9)

$\Delta s = 3,7$  m,  $Q = 10,1115 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$K_b = 1,0008 \cdot 10^{-4} \approx 10^{-4} \text{ m/s} \dots\dots\dots (5.8)$$

Cette valeur beaucoup plus proche de la valeur introduite que celle de l'équation 5.7

En conclusion, la grille avec nœuds secondaires (la deuxième grille) sera adoptée pour toutes les simulations qui suivront, pour sa meilleure précision sur le calcul du débit et des charges que la grille sans nœuds secondaires

### 5.2.1.2 Analyse des résultats du cas homogène anisotrope

Quatre modèles d'aquifères confinés homogènes et anisotropes sont analysés. La grille avec nœuds secondaires (grille 2) précédente est utilisée pour tous ces modèles. Les fonctions caractéristiques du sol, les conditions aux frontières, les

paramètres de calcul décrits dans la partie 5.2.1 restent inchangés. Chaque modèle correspond à une valeur du rapport d'anisotropie fixée définie par :

$$n = \frac{K_h}{K_z} \quad \text{soit} \quad K_h = nK_z \dots \dots \dots (5.9)$$

Les quatre valeurs de rapport d'anisotropie considérées sont  $n = 5, 10, 100$  et  $1000$ . Comme le coefficient de conductivité hydraulique vertical,  $K_z$ , n'influe pas l'écoulement de l'eau dans un aquifère confiné et donc n'intervient pas dans l'équation de l'écoulement, seule le coefficient de conductivité hydraulique horizontale  $K_H$  est changé comme le montre le tableau 5.1.

Les distributions des charges hydrauliques (figure 5.13) et rabattements (figure 5.14) en fonction de la distance radiale pour les quatre cas d'anisotropie sont comparés à celle du cas isotrope. On remarque, qu'en régime permanent, ces distributions ne sont pas affectées par le rapport d'anisotropie. Elles demeurent inchangées à l'intérieur de la précision des analyses effectuées. Les figures 5. 15 et 5.16 illustrent bien ce dernier résultat. En effet, Quelque soit les valeurs du coefficient d'anisotropie  $n$ , à une distance  $r$  donnée, les valeurs des charges ou rabattement demeurent constantes et égales aux valeurs respectives du cas isotrope.

Le tableau 5.2 résume les valeurs des débits numériques calculés par SEEP/W dans chacun des modèles. On remarque que ces valeurs sont proportionnelles au débit isotrope de  $1,6093E-3 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{rd}$  et le coefficient de proportionnalité est le rapport d'anisotropie  $n$ .(tableau5.2).

## 5.2.2 Analyse en régime transitoire

Pour le régime transitoire, il s'agit de retrouver la transmissivité  $T$  et le coefficient d'emmagasinement  $S$  de l'aquifère ainsi que les distributions de charge hydraulique  $h(r,t)$  et du rabattement  $s(r, t)$  en fonction de la distance radiale  $r$  et du temps  $t$ . Les valeurs de transmissivité  $T$  et d'emmagasinement  $S$  sont déterminées à partir des équations de base de Theis (1935) et les approximations de Cooper-Jacob (1945) décrites dans le chapitre III, pour l'aquifère homogène et isotrope. Les représentations graphiques du rabattement  $s(r, t)$  en fonction du temps  $t$ , à des

distances radiales  $r$  fixées ainsi qu'en fonction de  $r$ , à des temps fixés sont nécessaires pour l'application de ces méthodes.

Le maillage adopté est le même que celui utilisé dans l'analyse en régime permanent avec nœuds secondaires. Les conditions aux limites sont des fonctions du temps. Une fonction 1 représente la recharge à  $r = 50\text{m}$ , la charge à ce niveau est constante de 30 m quelque soit le temps  $t$ .

Au niveau du puits de pompage, une fonction 2 est imposée représentant le débit qui nous permettra d'atteindre un rabattement maximal de 10 m en régime d'équilibre (régime permanent). Ce débit correspond au débit numérique calculé par SEEP/W et présenté à l'équation 5.5. Le débit par unité de surface à imposer est :

$$q(t) = \frac{-1,6093 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 0,1} = -1,6093 \cdot \frac{10^{-3} \text{m}^3}{\text{s}} \cdot \text{ml} \dots \dots \dots (5.10)$$

Le toit et la base de l'aquifère sont imperméables comme en régime permanent. Une fonction 3 représentant un débit nul quelque soit le temps,  $Q(t) = 0$ , est donc imposée sur ces frontières.

Le maillage est conditions aux limites du fichier transitoire sont présentés sur la figure (5.17). Les trois fonctions représentant les conditions aux limites transitoires sont illustrées sur la figure 5.18.

Contrairement au régime permanent, en régime transitoire, l'emménagement intervient dans le calcul de la charge hydraulique. Le coefficient d'emménagement est représenté par la variation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau interstitielle,  $\theta(u)$  comme montré au Chapitre IV, paragraphe (4.4) équations (4.8) et (4.11). La fonction illustrée à la figure 5.3b présente la courbe  $\theta(u)$  considérée dans le modèle. Ce qui conduit à un coefficient d'emménagement de  $4,905\text{E-}3$ .

Pour les conditions initiales, on considère que le gradient d'écoulement de l'eau est nul avant pompage ce qui correspond à la condition hydrostatique. Ainsi, le modèle initial est pris tel que la charge au puits est égale à 29.999 m et à la frontière de 30 m (figure 5.19). Ce qui donne un gradient d'écoulement horizontal de l'eau de  $2 \cdot 10^{-5}$ . Valeur négligeable.

Le pompage simulé dure 7 jours (168 heures). Ce temps de pompage est discrétisé en 90 étapes. Chaque étape définit un incrément de temps qui varie de 0,01 à 100000 secondes comme illustré sur la figure 5.20.

### 5.2.2.1 Analyse des résultats du cas homogène et isotrope

L'évolution de la charge hydraulique et du rabattement en fonction du temps au niveau du puits  $r = 0,1\text{m}$  et à des distances radiales à partir de l'axe du puits de  $r = 0,45\text{ m}, 1,4\text{ m}, 3,5\text{ m}, 7\text{ m}, 13\text{ m}, 27\text{ m}, 42\text{ m}$  sont représentées sur les figures 5.21 et 5.22, respectivement.

Pour un aquifère confiné, la pente  $\Delta s$  par cycle logarithmique de la partie log-linéaire du graphe  $s(r, t)$  vs  $\log t$  et de son intercept à l'origine,  $t_0$ , sont définis à partir de l'équation de Cooper –Jacob par les équations (3.10) et (3.11) présentées au chapitre III. Ce qui donne :

$$\Delta s = \frac{2,30Q}{4\pi T} = \frac{2,30 * 1,6093 * 10^{-3} * 2\pi}{4\pi 10^{-3}} \approx 1,85\text{m}$$

$$t_0 = \frac{r^2 S}{2,25T} = \frac{(0,45)^2 4,905 \cdot 10^{-3}}{2,25 \cdot 10^{-3}} = 0,442\text{ s}$$

Ces valeurs théoriques de  $\Delta s/\text{cycle-log}$  et de  $t_0$  correspondent bien à celles trouvées graphiquement à partir des résultats numériques de rabattement en fonction du temps obtenus par SEEP/W, comme montré sur la figure 5.22.

La représentation graphique des distributions de la charge hydraulique et du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale à différents temps sont données respectivement sur les figures 5.23 et 5.24, la solution en régime transitoire converge vers le régime permanent après un temps  $t \geq 42000\text{s}$ .

### 5.2.2.2 Analyse des résultats du cas homogène et anisotrope

Quatre modèles d'aquifères confinés homogènes et anisotropes sont analysés. La grille avec nœuds secondaires (grille 2) précédente est utilisée pour tous ces modèles. Les fonctions caractéristiques du sol, les conditions aux frontières, les paramètres de calcul décrits dans la partie 5.2.1 restent inchangés. Chaque modèle

correspond à une valeur du rapport d'anisotropie fixée définie par :  $n = K_H / K_Z$  soit  $K_H = nK_Z$ . Les quatre valeurs de rapport d'anisotropie considérées sont  $n = 10, 100, 500$  et  $1000$ . Comme le coefficient de conductivité hydraulique vertical,  $K_Z$ , n'influe pas l'écoulement de l'eau dans un aquifère confiné et donc n'intervient pas dans l'équation de l'écoulement, seule le coefficient de conductivité hydraulique horizontale  $K_H$  est changé (tableau 5.3).

Les conditions aux limites sont comme dans le cas homogène isotrope représentées par des fonctions variant avec le temps. Les fonctions 1 et 3 sont les mêmes que celles considérées dans le modèle isotrope. Cependant, la fonction 2, représentant le débit de pompage s'appliquant au puits est définie à partir du débit total numérique calculé par SEEP/W en régime permanent pour chaque modèle anisotrope. Le tableau 5.3 résume les valeurs de ces débits par unité de surface (fonction 2) calculées pour les quatre modèles anisotropes analysés à l'aide de l'équation 5.10

La discrétisation du temps de pompage est la même que celle adoptée dans l'analyse transitoire de l'aquifère homogène et isotrope (figure 5.20).

A partir des figures (5.25 ; 5.26; 5.27 ; 5.28) on remarque que le temps mis pour atteindre le régime permanent diffère d'un coefficient d'anisotropie à un autre.

Les temps du cas isotrope et cas anisotropes sont donnés sur le tableau (5.4)

Les conductivités induisant les rapports d'anisotropie :1,10,100,500 et 1000 sont respectivement  $1^E-4, 1^E-3, 1^E-2, 5^E-2, 1^E-1$ , de ce fait comme première constatation la conductivité augmente avec le rapport d'anisotropie, on remarque à partir du tableau que le temps d'atteindre le régime permanent diminue en fonction du rapport d'anisotropie par le fait que la conductivité augmente, la vitesse d'écoulement augmente, l'écoulement est rapide d'où le régime permanent est atteint à des temps plus avancés par rapport au cas isotrope, ces temps donc diminuent avec l'augmentation des rapports  $n$ .

L'intercepte à l'origine à partir de son équation :

$$t_0 = \frac{Sr^2}{2,25 T_{\text{isotrope}}}$$

On peut donc écrire :

$$t_{0n} = \frac{Sr^2}{2,25 T_n}$$

Avec  $T_n = T_{\text{isotrope}} * n$

L'équation est donc :

$$t_{0n} = \frac{Sr^2}{2,25 T_{\text{isotrope}} * n}$$

$$t_{0n} = \frac{t_0}{n}$$

Et d'après les résultats des figures (5.25 ; 5.26 ; 5.27 ; 5.28) , les temps  $t_{0n}$ , sont donnés sur le tableau 5.5. Les résultats montrés sur ce dernier sont bien confirmés.

### 5.3 Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de remontée

La deuxième phase de l'essai d'aquifère est la phase de remontée. Cette phase est modélisée en supposant une fermeture instantanée de la pompe. Ce schéma appelé par schéma indirect de fermeture de la pompe dans Chenaf, 1997. Dans ce schéma, les deux phases de pompage et de remontée sont représentées par deux modèles séparés. Le fichier initial de la phase de remontée est celui des charges hydrauliques du fichier du pompage au temps  $t = t_{\text{arrêt}}$  avec  $t_{\text{arrêt}}$  indique le temps au début de la remontée soit à la fermeture de la pompe.

#### 5.3.1 Analyse des résultats du cas homogène et isotrope

Pour l'étude de remontée en cas isotrope, on prend un temps situé sur la partie log-linéaire à partir de la figure (5.21) de la représentation de Cooper- Jacob, ce temps est différent de celui qui sera pris aux cas anisotropes.

Le maillage adopté pour l'essai axisymétrique en remontée est le même que celui du pompage.

Les trois fonctions aux limites sont représentées en fonction du temps sur la figure (5.25),

Pour ce cas et à partir de la représentation de Cooper Jacob, figure (5.21), on prend un temps de  $t_{\text{arrêt}}=450\text{s}$ .

Le graphique du rabattement résiduel vs  $t/t'$ , est donné sur la figure (5.38)

Les courbes à différents rayons convergent vers une droite théorique de pente,  $\Delta s'$  qui passe par 1, à partir de la relation de Theis :

$$s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} \log \left( \frac{S' t}{S t'} \right)$$

Avec  $S'$  supposé égale à  $S$  :

L'intercept à l'origine est donc égale à 1 et la pente est :

$$\frac{2,3Q}{4\pi T}$$

montré sur le graphique :

$\Delta s' = 1,85$ . En comparaison avec la valeur théorique :

$$\Delta s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} = \frac{2,3 \cdot 10,1115 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot \pi \cdot 10^{-3}} = 1,85$$

### 5.3.2 Analyse des résultats du cas homogène et anisotrope

Les représentations de  $s'$  vs  $\log t/t'$  sont données de telle sorte que le temps d'arrêt est celui observé sur la droite log-linéaire de Cooper Jacob pour chaque cas d'anisotropie. Les figures 5.39 ;5.40 ;5.41 ;5.42 représentent respectivement le graphique du rabattement résiduel vs  $t/t'$  pour les cas anisotropes avec les coefficients d'anisotropie  $n=10, n=100, n=500$  et  $n=1000$ .

Le rabattement résiduel peut s'écrire en cas isotrope et anisotrope comme suit :

$$s'_{\text{isotrope}} = \frac{2,30 Q_{\text{isotrope}}}{4\pi T_{\text{isotrope}}} \log \frac{t}{t'}$$

$$S'_{\text{anisotrope}} = \frac{2,30 Q_{\text{anisotrope}}}{4\pi T_{\text{anisotrope}}} \log \frac{t}{t'}$$

Avec :

$$Q_{\text{anisotrope}} = Q_{\text{isotrope}} * n$$

$T_{\text{anisotrope}} = T_{\text{isotrope}} * n$ , les facteurs n se simplifient,

Ce qui donne :

$$S'_{\text{anisotrope}} = \frac{2,30 Q_{\text{isotrope}}}{4\pi T_{\text{isotrope}}} \log \frac{t}{t'}$$

Ce qui est vérifié sur les graphes par la pente  $\Delta S'_{\text{anisotrope}}$  constant pour tous les cas anisotropes et qui est égale à  $\Delta S_{\text{isotrope}} = 1,85$

### 5.3 Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de remontée

La deuxième phase de l'essai d'aquifère est la phase de remontée. Cette phase est modélisée en supposant une fermeture instantanée de la pompe. Ce schéma appelé par schéma indirect de fermeture de la pompe dans Chenaf, 1997. Dans ce schéma, les deux phases de pompage et de remontée sont représentées par deux modèles séparés. Le fichier initial de la phase de remontée est celui des charges hydrauliques du fichier du pompage au temps  $t = t_{\text{arrêt}}$ .

Avec :

$t_{\text{arrêt}}$  : temps de début de remontée, début de fermeture de la pompe.

#### 5.3.1 Analyse des résultats du cas homogène et isotrope

Pour l'étude de remontée en cas isotrope, on prend un temps situé sur la partie log-linéaire à partir de la figure (5.21) de la représentation de Cooper-Jacob, ce temps est différent de celui qui sera pris aux cas anisotropes.

Le maillage adopté pour l'essai axisymétrique en remontée est le même que celui du pompage.

Les trois fonctions aux limites sont représentées en fonction du temps sur la figure (5.25),

Pour ce cas et à partir de la représentation de Cooper Jacob, figure (5.21), on prend un temps de  $t_{\text{arrêt}}=450\text{s}$ .

Le graphique du rabattement résiduel vs  $t/t'$ , est donné sur la figure (5.38)

Les courbes à différents rayons convergent vers une droite théorique de pente,  $\Delta s'$  qui passe par 1, à partir de la relation de Theis :

$$s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} \log \left( \frac{S' t}{S t'} \right)$$

Avec  $S'$  supposé égale à  $S$  :

L'intercept à l'origine est donc égale à 1 et la pente est :

$$\frac{2,3Q}{4\pi T}$$

montré sur le graphique :

$\Delta s' = 1,85$ . En comparaison avec la valeur théorique :

$$\Delta s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} = \frac{2,3 \cdot 10,1115 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot \pi \cdot 10^{-3}} = 1,85$$

### 5.3.2 Analyse des résultats du cas homogène et anisotrope

Les représentations de  $s'$  vs  $\log t/t'$  sont données de telle sorte que le temps d'arrêt est celui observé sur la droite log-linéaire de Cooper Jacob pour chaque cas d'anisotropie. Les figures 5.39 ; 5.40 ; 5.41 ; 5.42 représentent respectivement le graphique du rabattement résiduel vs  $t/t'$  pour les cas anisotropes avec les coefficients d'anisotropie  $n=10$ ,  $n=100$ ,  $n=500$  et  $n=1000$ .

Le rabattement résiduel peut s'écrire en cas isotrope et anisotrope comme suit :

$$s'_{\text{anisotrope}} = \frac{2,30 Q_{\text{anisotrope}}}{4\pi T_{\text{anisotrope}}} \log \frac{t}{t'} = s_{\text{isotrope}}$$

Avec :

$$Q_{\text{anisotrope}} = Q_{\text{isotrope}} * n$$

$T_{\text{anisotrope}} = T_{\text{isotrope}} * n$ , les facteurs  $n$  se simplifient,

Ce qui donne :

$$s'_{\text{anisotrope}} = \frac{2,30 Q_{\text{isotrope}}}{4\pi T_{\text{isotrope}}} \log \frac{t}{t'}$$

Ce qui est vérifié sur les graphes par la pente  $\Delta s'_{\text{anisotrope}}$  constant pour tous les cas anisotropes et qui est égale à  $\Delta s_{\text{isotrope}} = 1,85$

**Tableau 5.1 : Valeurs du coefficient de conductivité hydrauliques considérées dans les quatre différents modèles anisotropes analysés en régime permanent.**

<b>Modèles</b>	<b>n</b>	<b>K(m/s)</b>
Isotrope PI	1	10 <sup>-4</sup>
anisotrope PAN5	5	5.10 <sup>-4</sup>
anisotrope PAN10	10	10 <sup>-3</sup>
anisotrope PAN100	100	10 <sup>-2</sup>
anisotrope PAN1000	1000	10 <sup>-1</sup>

**Tableau 5.2 : Valeurs des débits correspondants à n = 5, n = 10, n = 100, et n = 1000 pour analyse axisymétrique en régime permanent d'aquifère confiné anisotrope homogène.**

<b>Modèles</b>	<b>n</b>	<b>Débit (m<sup>3</sup>/s.rd)</b>
Isotrope PI	1	1,6093 x10 <sup>-3</sup>
anisotrope PAN5	5	8,0465 x10 <sup>-3</sup>
anisotrope PAN10	10	1,6093 x10 <sup>-2</sup>
anisotrope PAN100	100	1,6093 x10 <sup>-1</sup>
anisotrope PAN1000	1000	1,6093

**Tableau 5.3 : Valeurs des débits par unité de surface à imposer (fonction 2) correspondants à  $n=10$ ,  $n=100$ ,  $n=500$ , et  $n=1000$  pour analyse axisymétrique en régime transitoire d'aquifère confiné anisotrope homogène.**

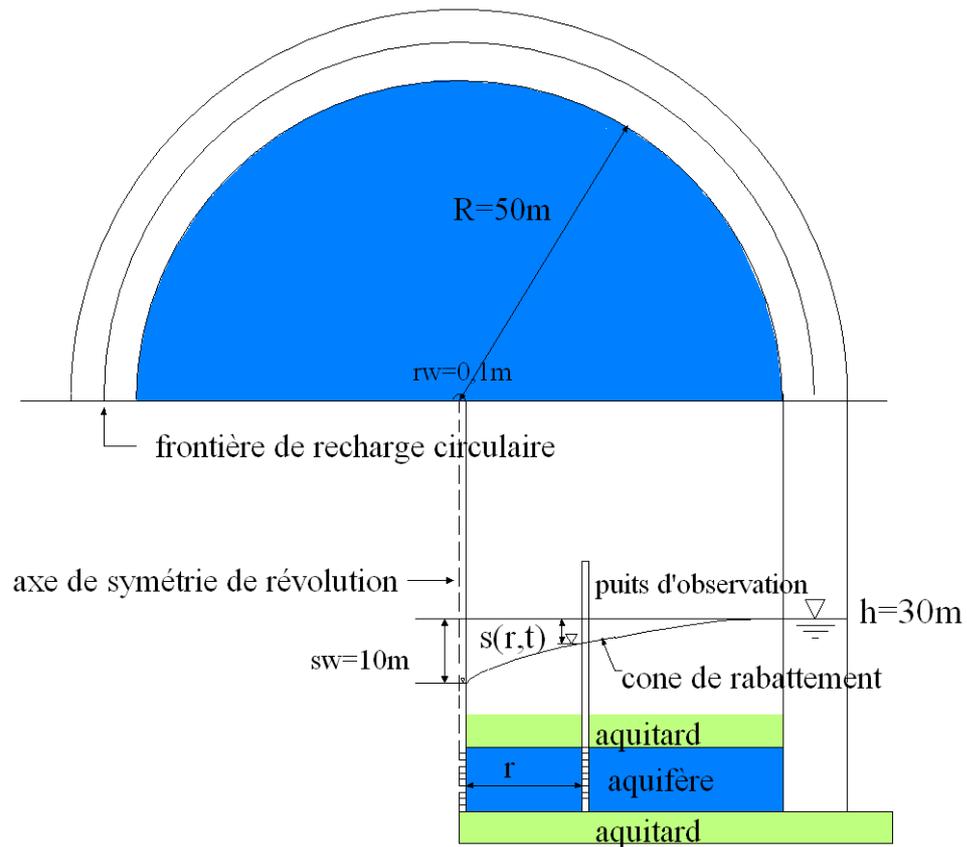
<b>Modèles anisotropes</b>	<b><math>n = K_H / K_Z</math></b>	<b><math>K_Z(\text{m/s})</math></b>	<b><math>K_H(\text{m/s})</math></b>	<b>Débit (<math>\text{m}^3/\text{s.rd}</math>)</b>
TAN10	10	$10^{-4}$	$1. 10^{-3}$	$-1,6093 \times 10^{-2}$
TAN100	100	$10^{-4}$	$1. 10^{-2}$	$-1,6093 \times 10^{-1}$
TAN500	500	$10^{-4}$	$5. 10^{-2}$	$-8,0465 \times 10^{-1}$
TAN1000	1000	$10^{-4}$	$1. 10^{-1}$	-1,6093

**Tableau 5.4 : Durée de la phase transitoire (Valeurs des temps pour atteindre le régime permanent) correspondants aux coefficients d'anisotropie  $n = 10$ ,  $n=100$ ,  $n=500$ , et  $n=1000$  pour analyse axisymétrique en régime transitoire d'aquifère confiné anisotrope homogène au niveau de  $r = 0,1\text{m}$  (le régime permanent est atteint au niveau du puits premièrement).**

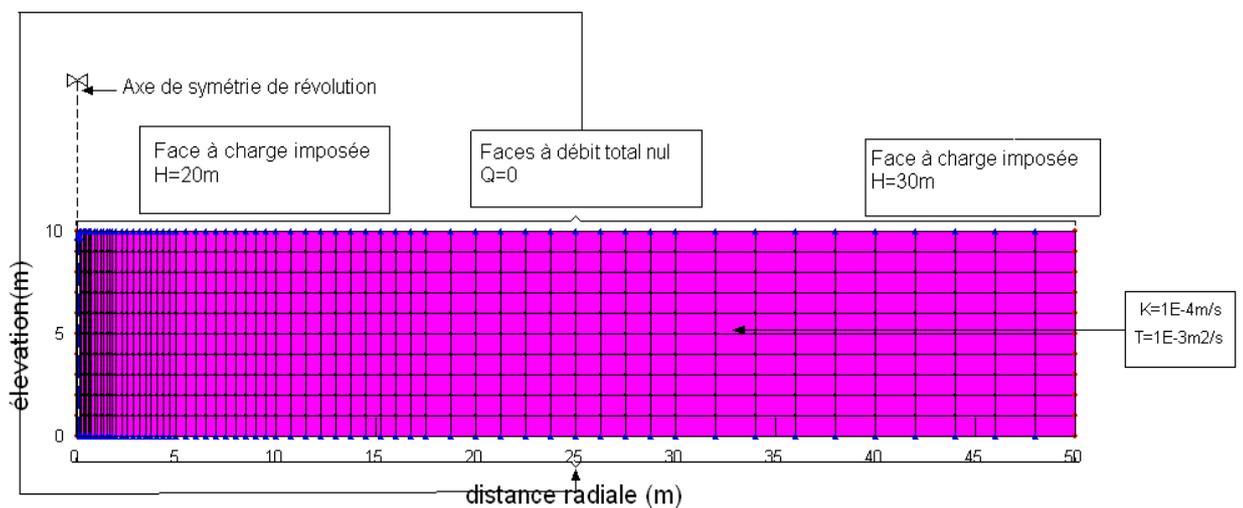
<b>n</b>	<b>Temps mis pour atteindre le régime permanent</b>
1	$t=29000 \text{ s}$
10	$t=6000 \text{ s}$
100	$t=600 \text{ s}$
500	$t=120\text{s}$
1000	$t= 60 \text{ s}$

**Tableau 5.5: Valeurs des interceptes à l'origine des représentations de Cooper-Jacob,  $s(r, t)$  vs.  $t$ , des analyses axisymétriques du pompage en régime transitoire dans un aquifère confiné homogène et anisotrope avec des coefficients d'anisotropie de  $n = 10$ ,  $n = 100$ ,  $n = 500$ , et  $n = 1000$ .**

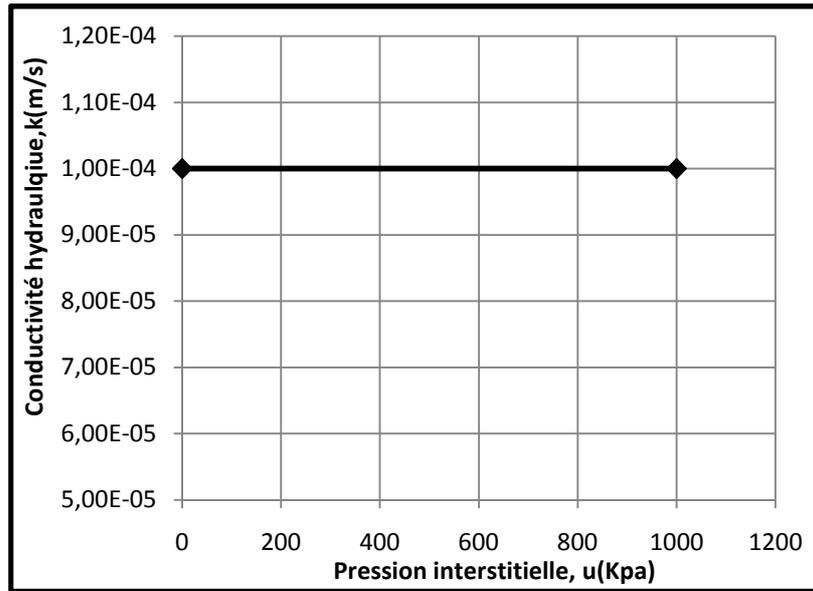
<b>n</b>	<b><math>t_{0n}(s)</math></b>
1	0,442
10	$0,442 \times 10^{-1}$
100	$0,442 \times 10^{-2}$
500	$0,884 \times 10^{-3}$
1000	$0,442 \times 10^{-3}$



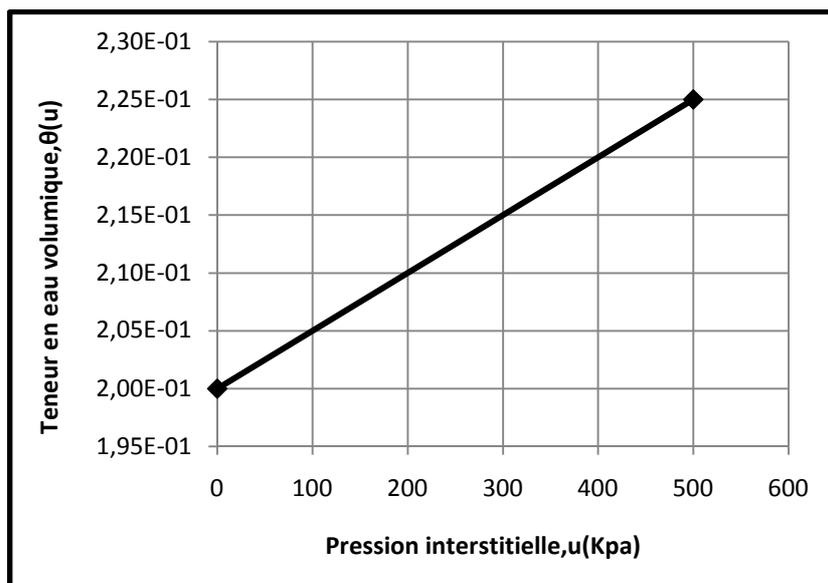
**Figure 5.1 : Essai d'aquifère confiné limité par une frontière de recharge circulaire.**



**Figure 5.2 : Analyse axisymétrique en régime permanent d'un essai de pompage dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Maillage d'éléments finis sans nœuds secondaires et conditions aux limites.**

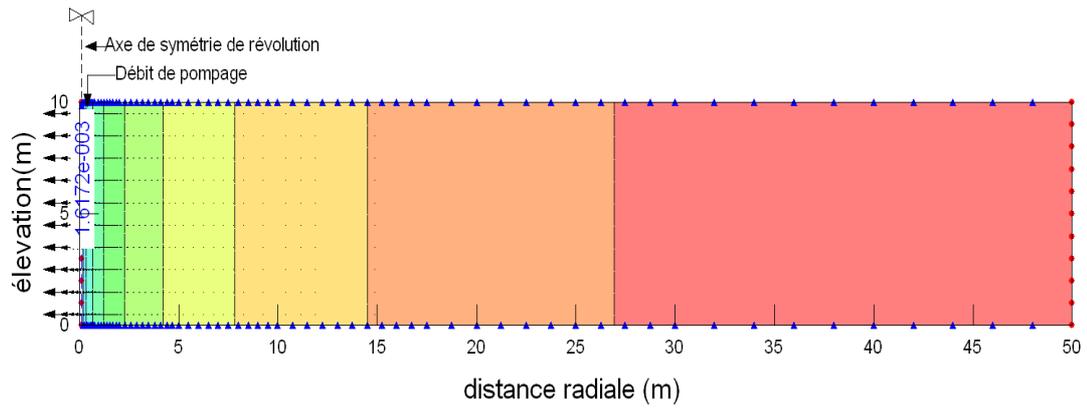


(a)

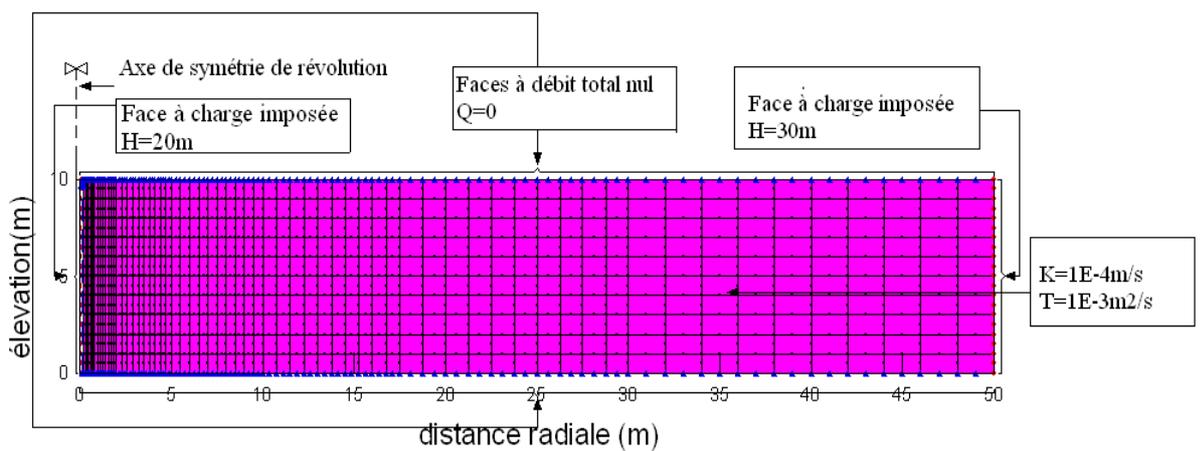


(b)

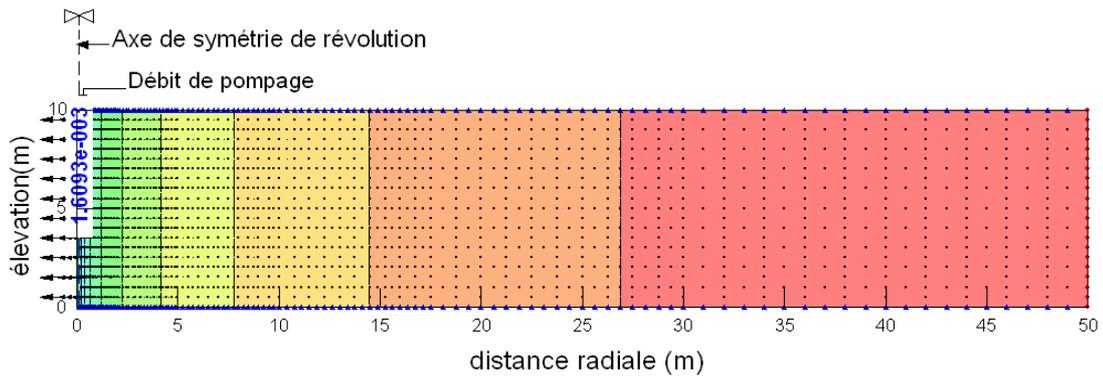
**Figure 5.3 : Variations de la conductivité hydraulique et de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle de l'eau dans l'aquifère.**



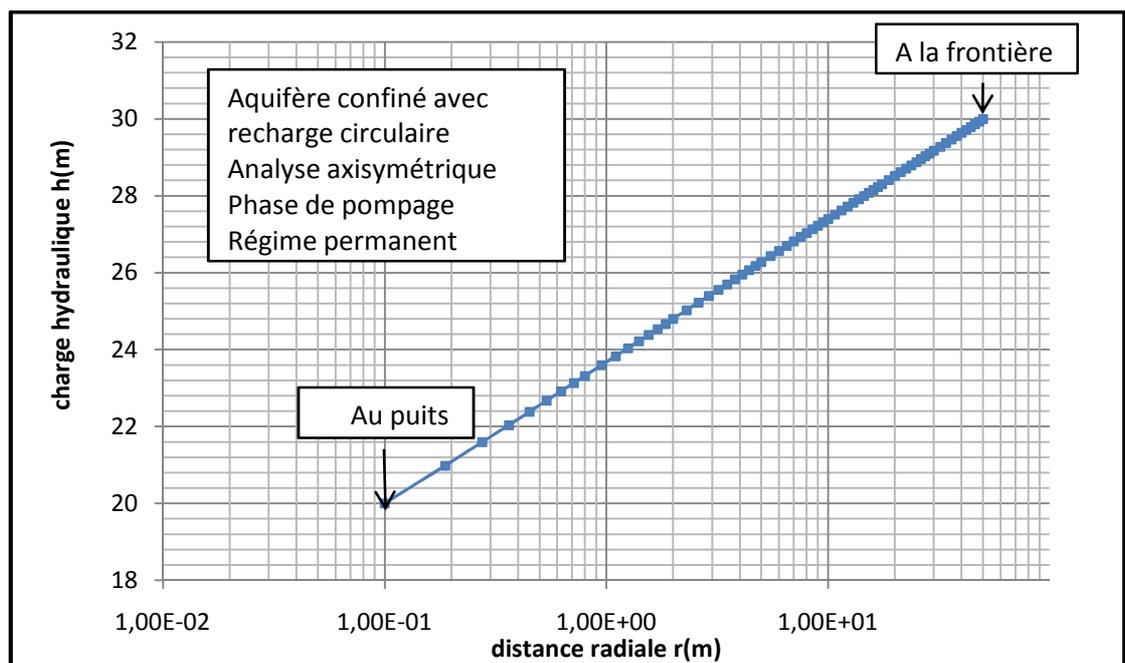
**Figure 5.4 : Valeur du débit et distributions des équipotielles du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires.**



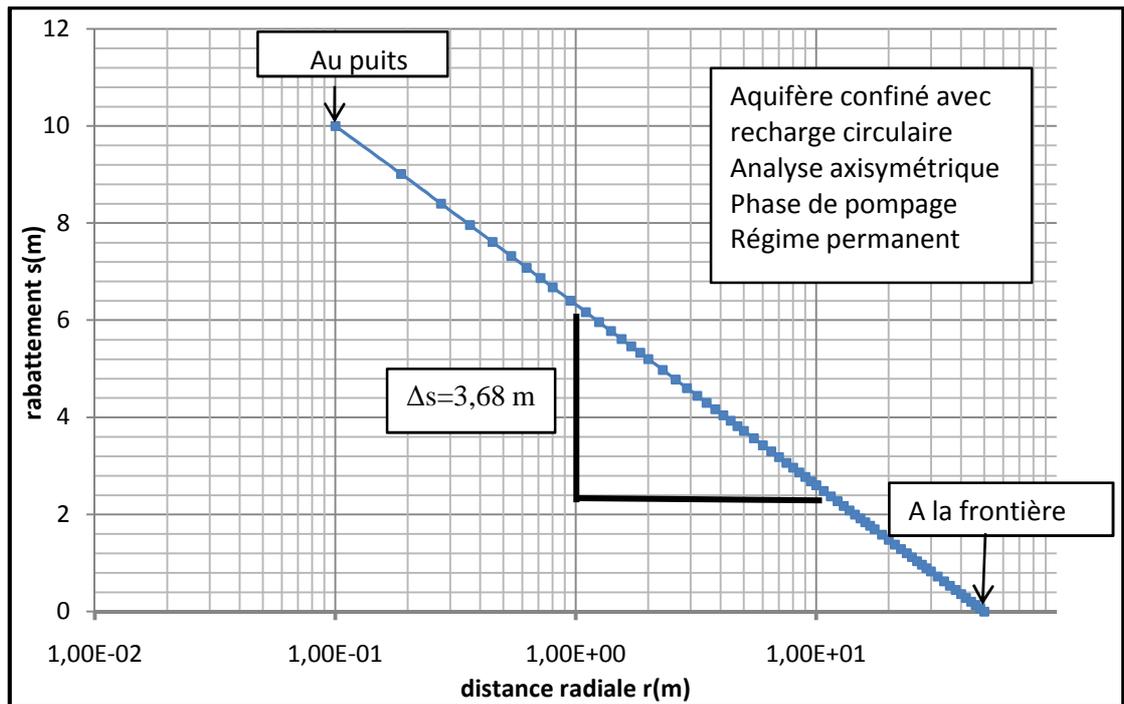
**Figure 5.5 : Analyse axisymétrique en régime permanent du pompage dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Maillage d'éléments finis avec nœuds secondaires et conditions aux limites.**



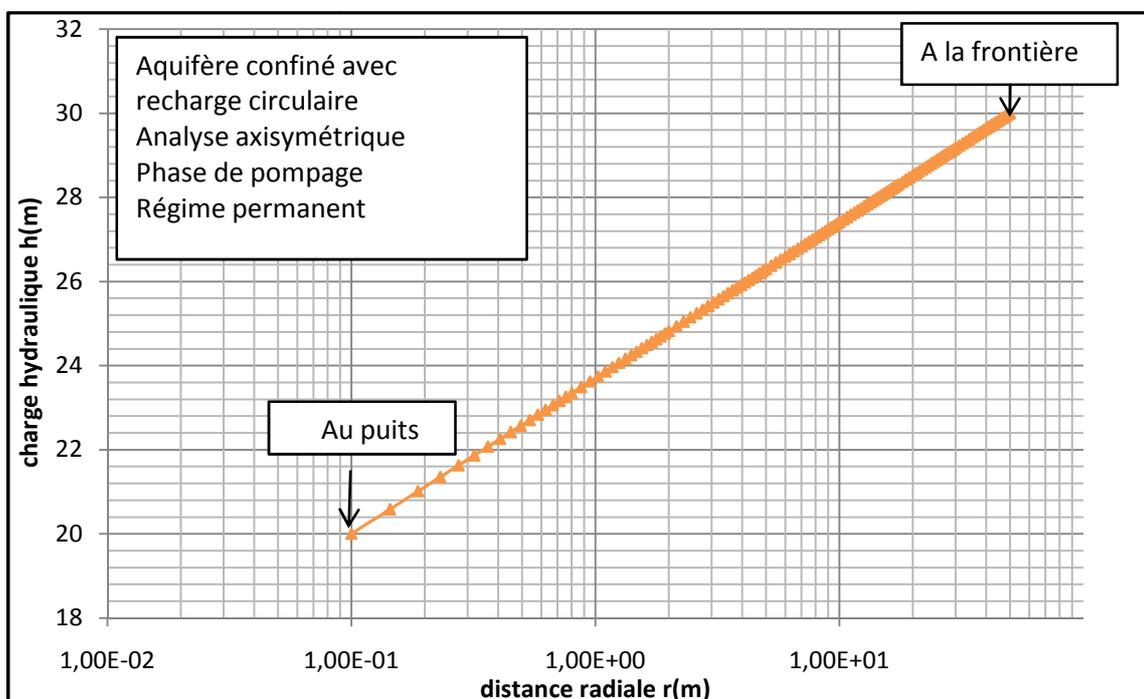
**Figure 5.6 : Valeur du débit et distributions des équipotielles du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires.**



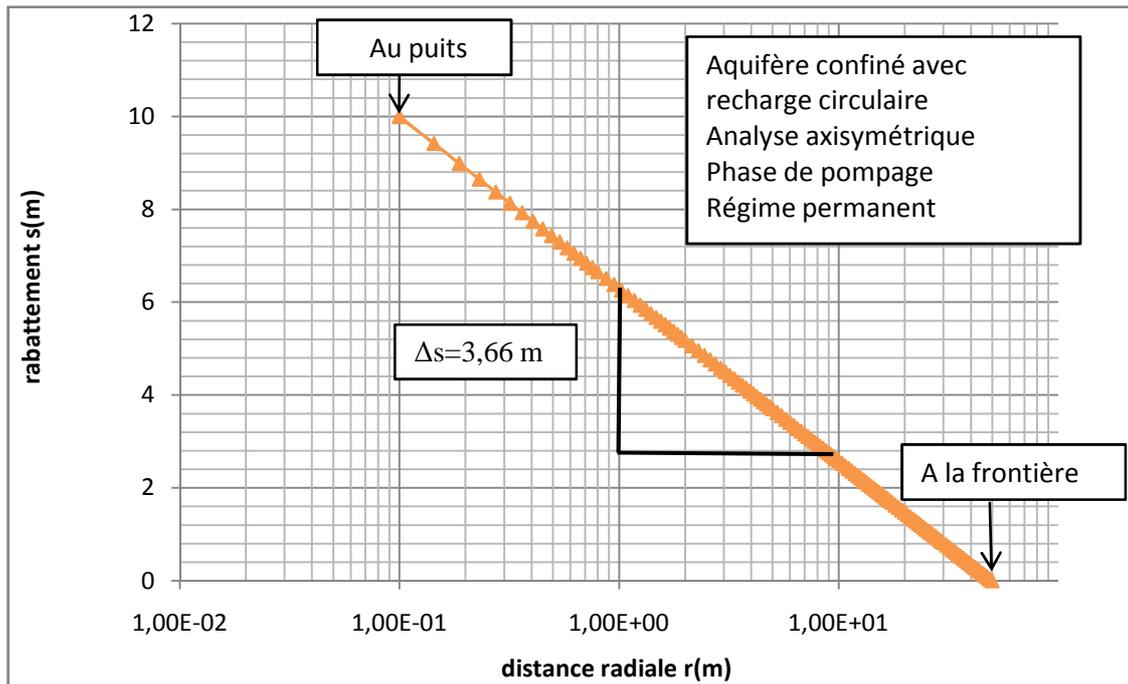
**Figure 5.7 : Distribution de la charge hydraulique en fonction de la distance radiale  $h(r)$  vs  $\log r$ , du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires.**



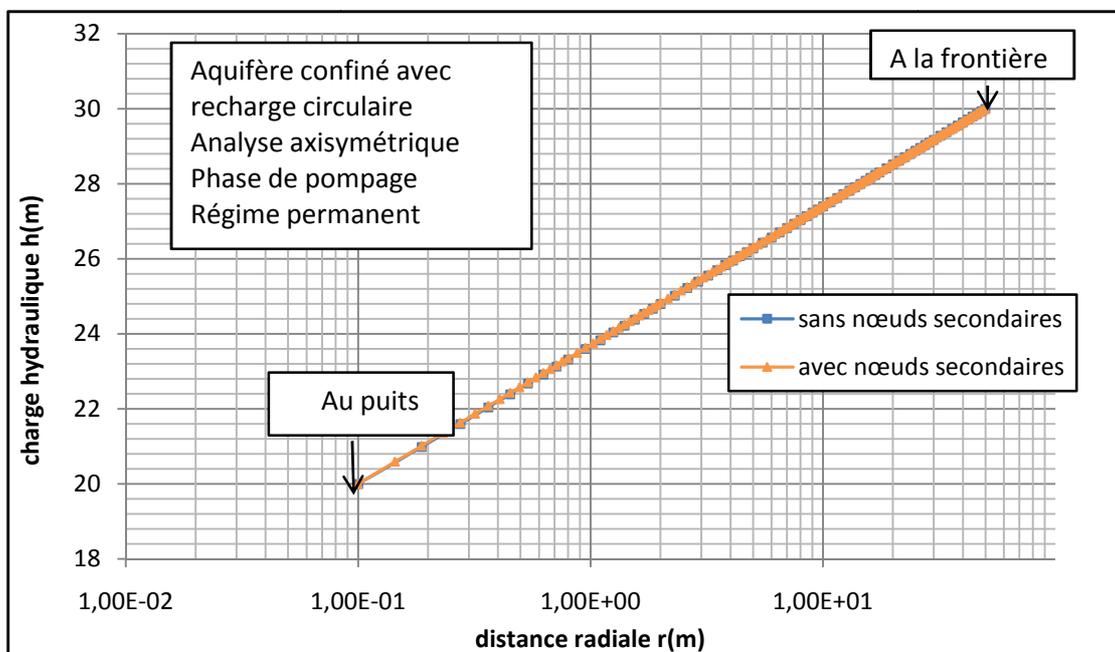
**Figure 5.8 : Distribution du rabattement en fonction de la distance radiale  $s(r)$  vs  $\log r$ , du pompage en régime permanent sans nœuds secondaires.**



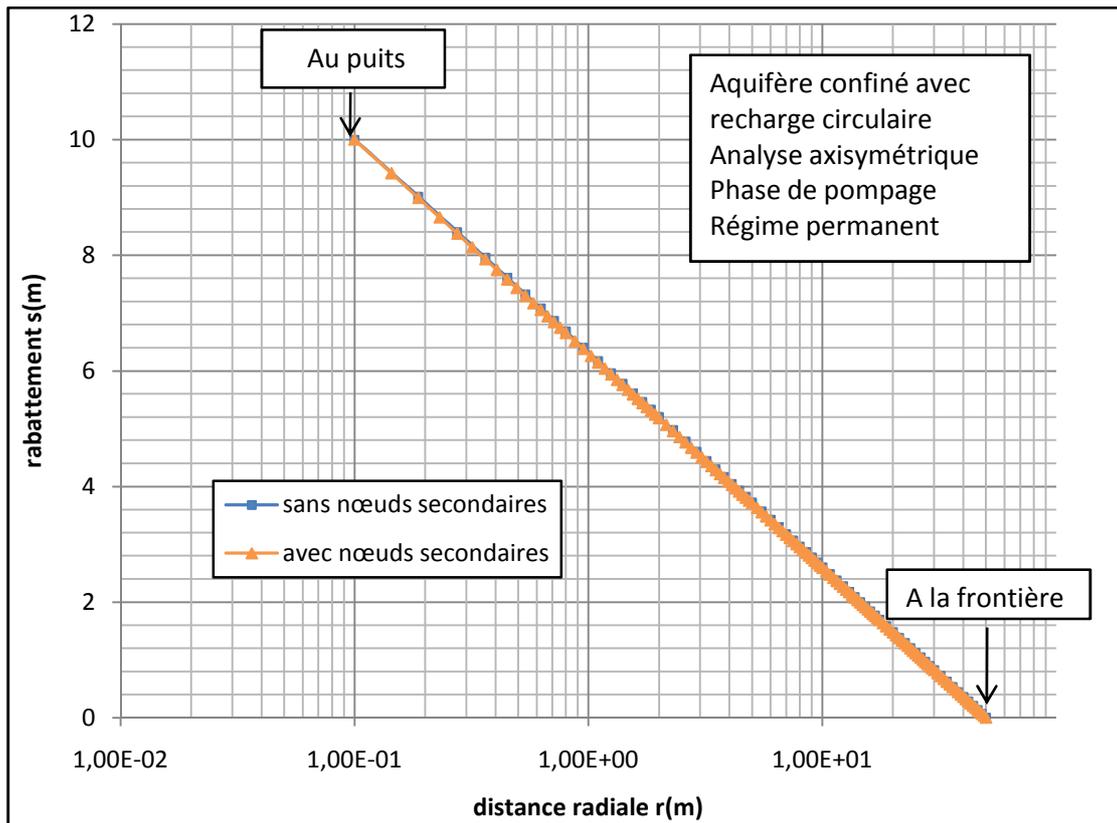
**Figure 5.9: Distribution de la charge hydraulique en fonction de la distance radiale  $h(r)$  vs  $\log r$ , du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires.**



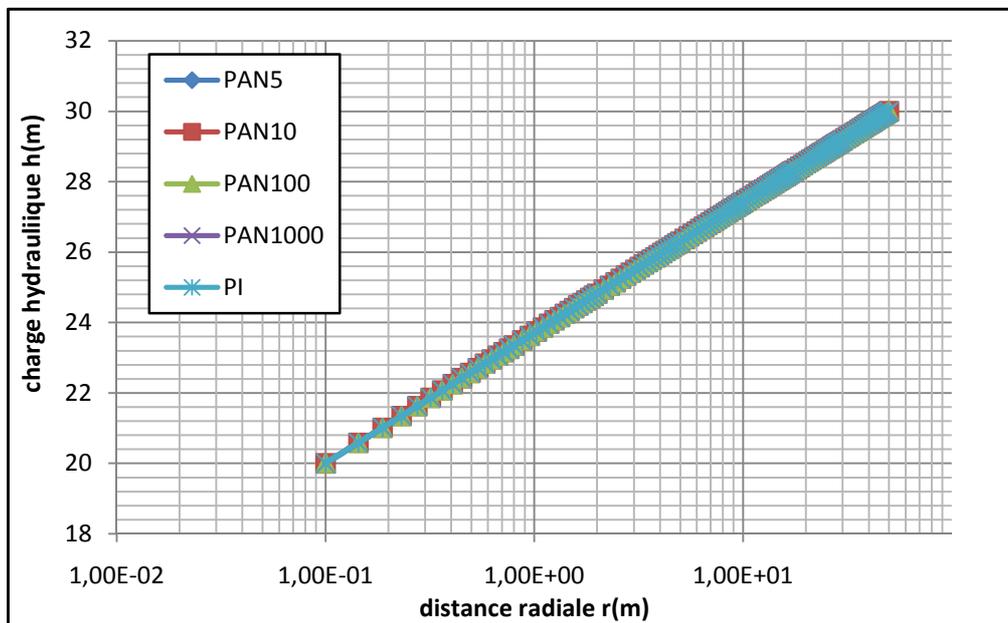
**Figure 5.10: Distribution du rabattement en fonction de la distance radiale  $s(r)$  vs  $\log r$ , du pompage en régime permanent avec nœuds secondaires.**



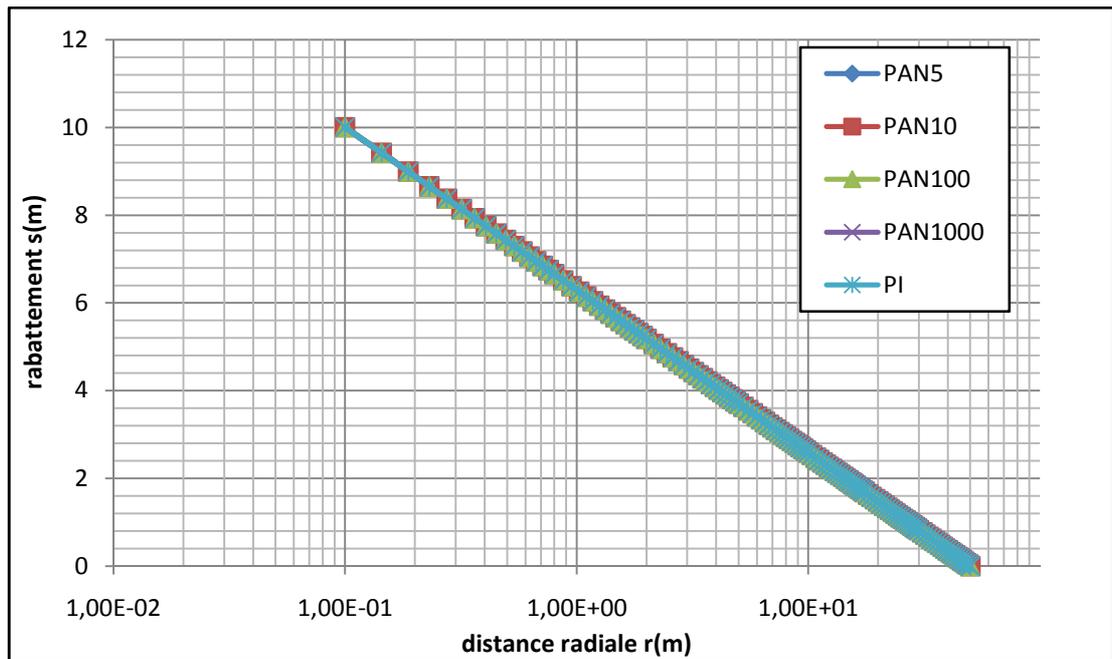
**Figure 5.11 : Comparaison des distributions de charge hydraulique pour les deux grilles sans et avec nœuds secondaires.**



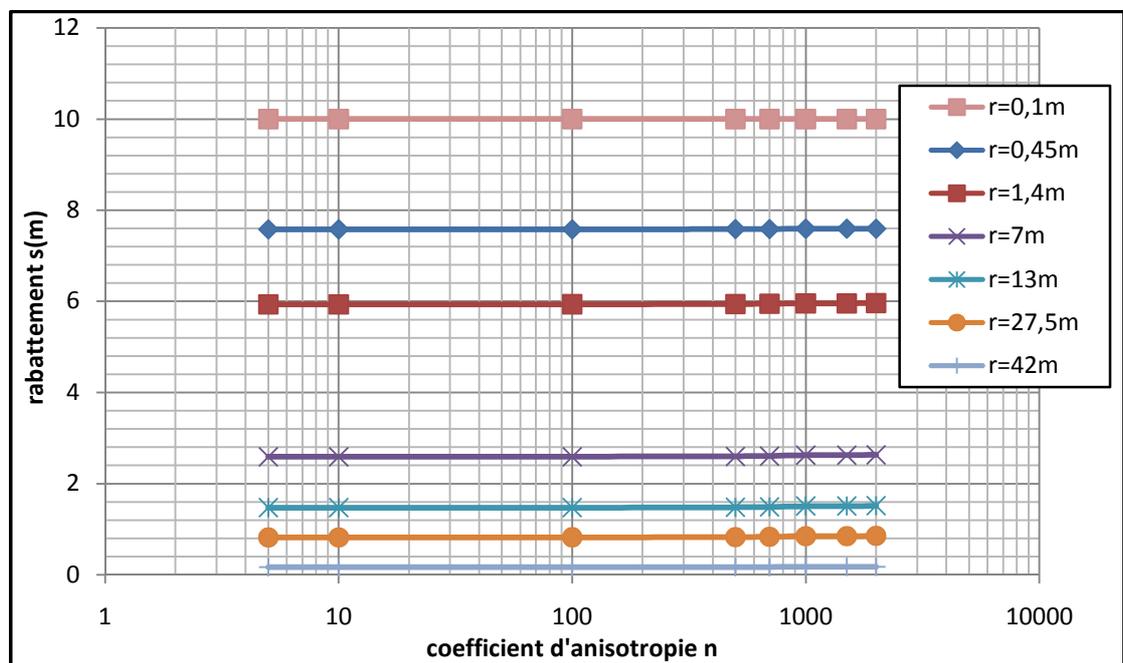
**Figure 5.12 : Comparaison de distribution du rabattement pour les deux grilles sans et avec nœuds secondaires.**



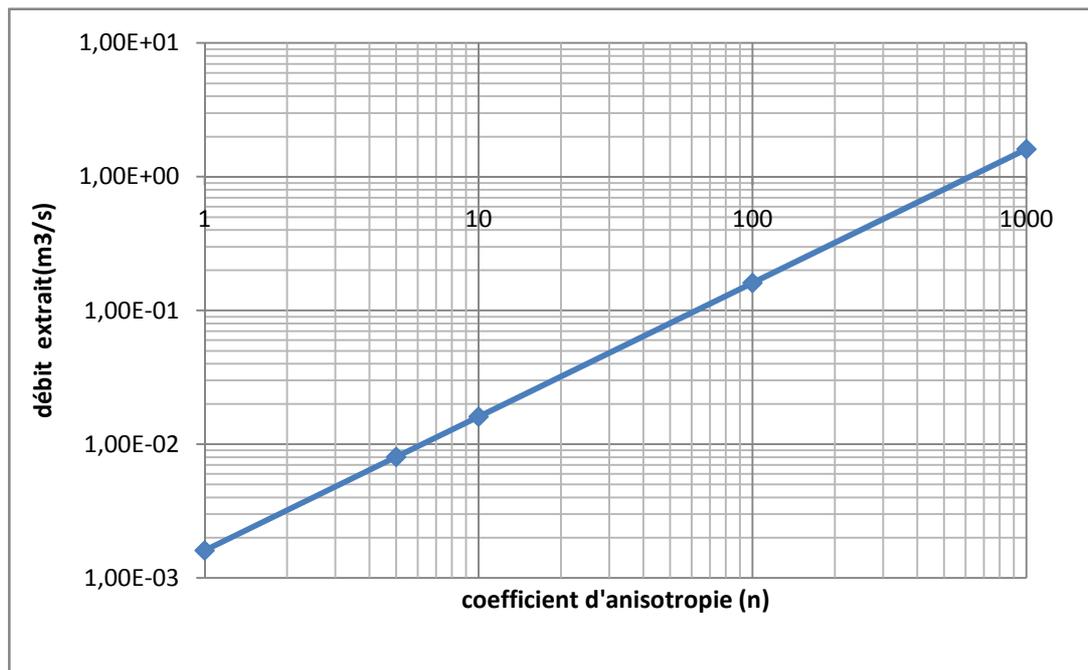
**Figure 5.13: Comparaison des distributions de charge hydraulique en fonction de la distance radiale pour  $n = 5$ ,  $n = 10$ ,  $n = 100$  et  $n=1000$  par rapport au cas isotrope en régime permanent.**



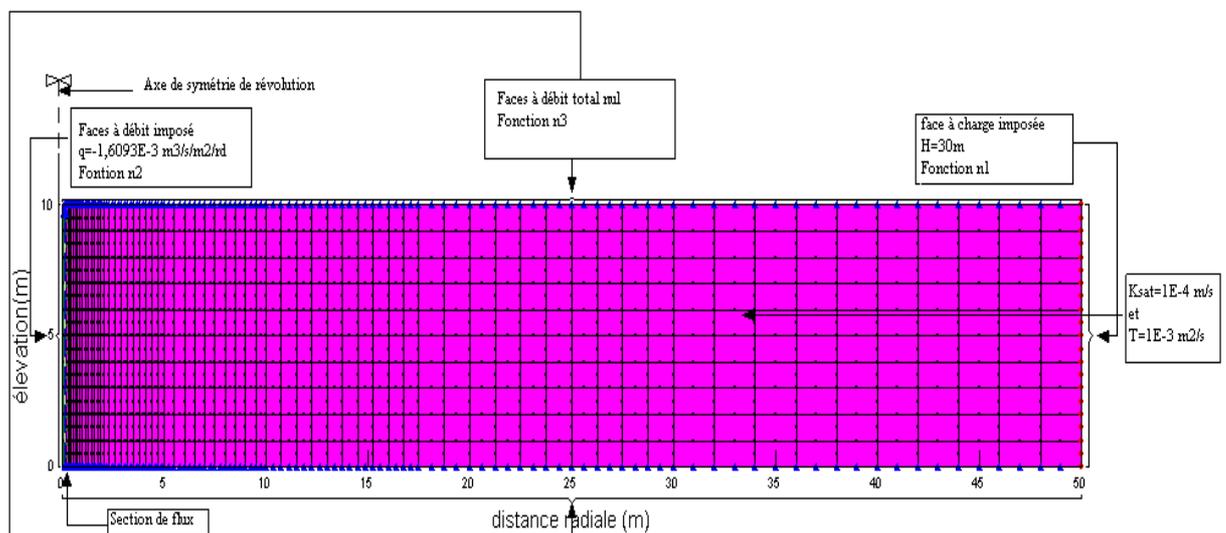
**Figure 5.14: Comparaison de distribution du rabattement en fonction de la distance radiale pour  $n=5$ ,  $n=10$ ,  $n=100$  et  $n=1000$  par rapport au cas isotrope en régime permanent**



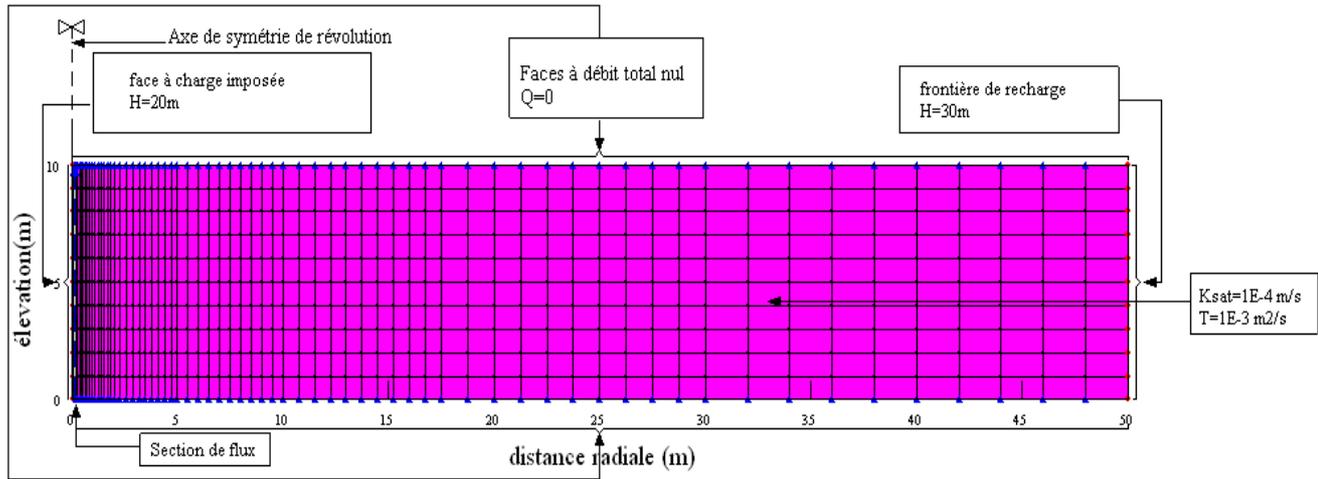
**Figure 5.15: Variations des distributions des charges hydrauliques en fonction du rapport d'anisotropie en régime permanent**



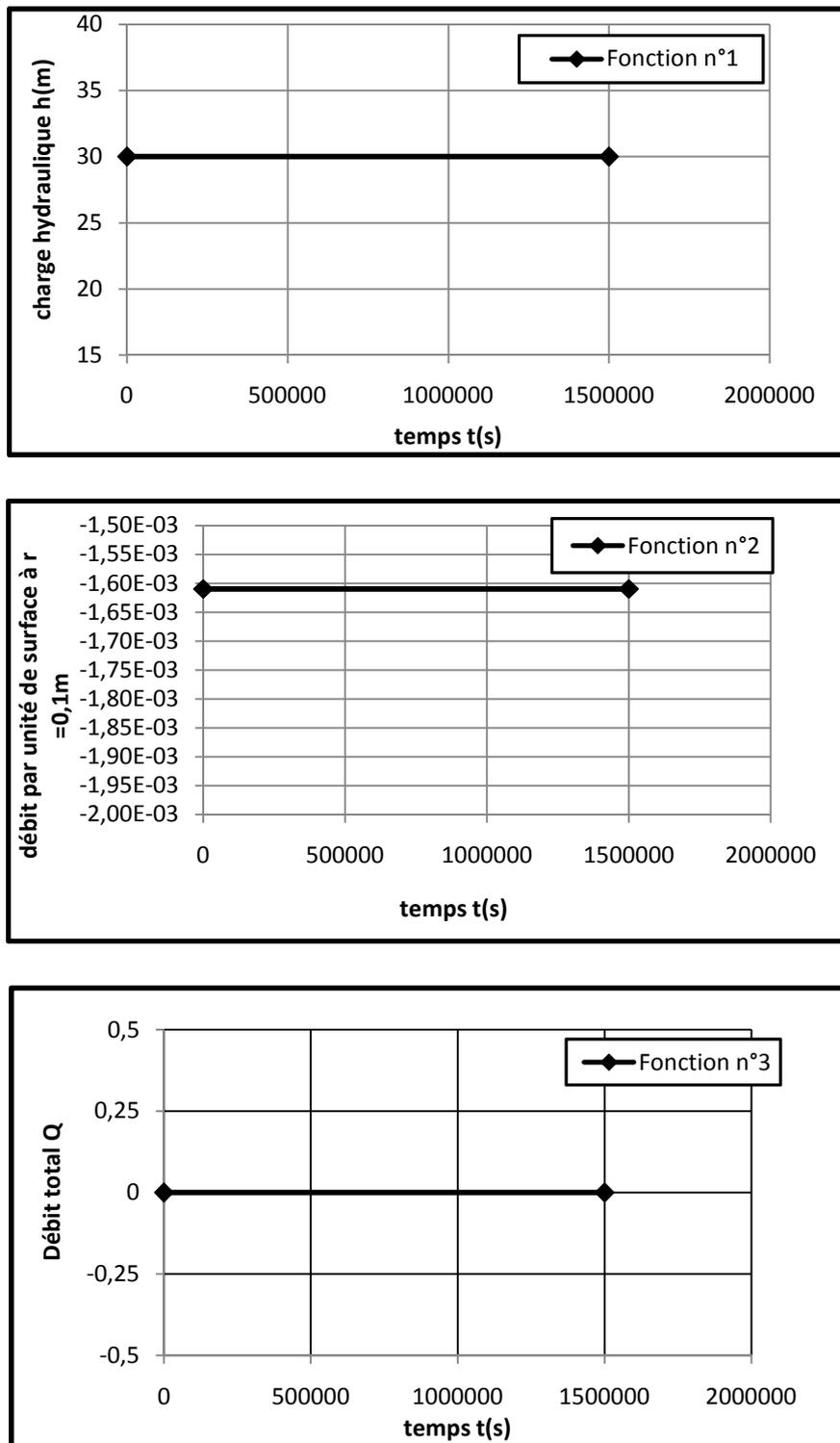
**Figure 5.16: Variation du débit d'écoulement à la sortie du puits en fonction du rapport d'anisotropie en régime permanent**



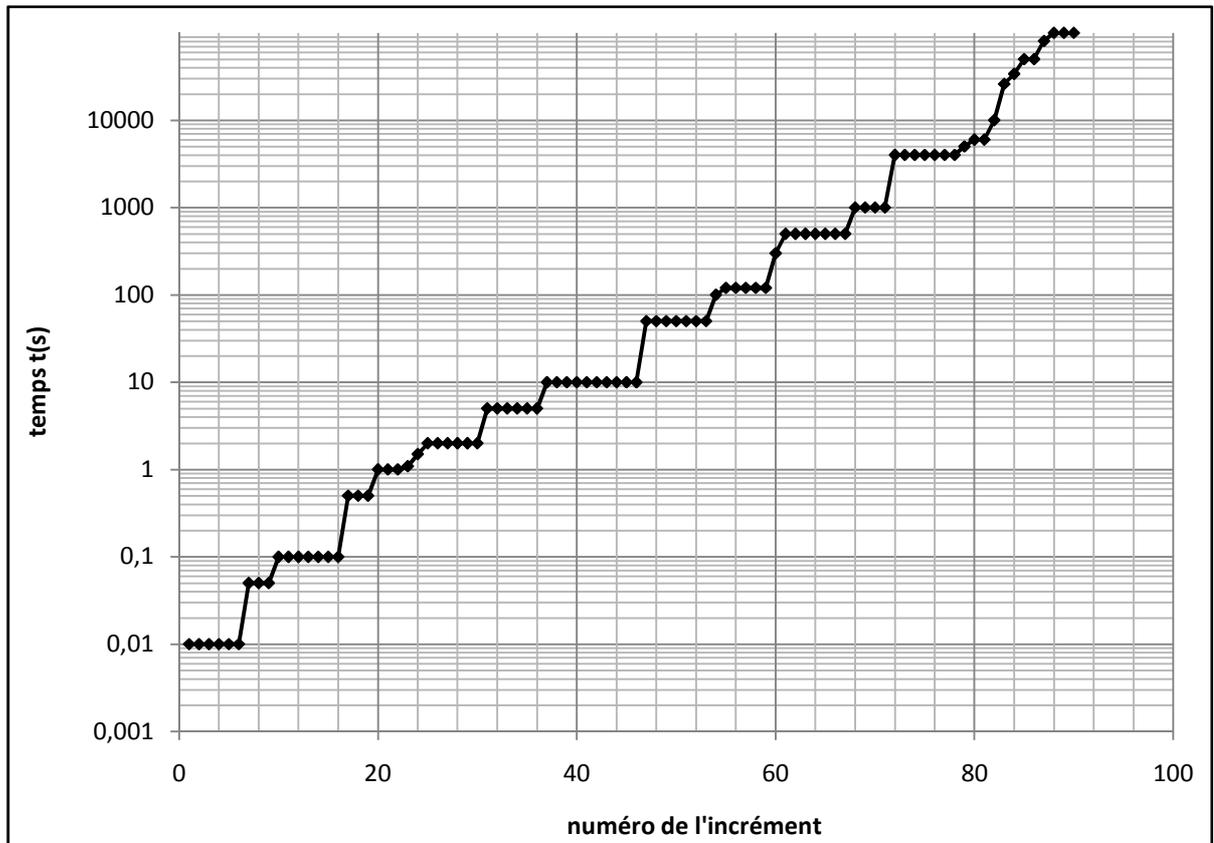
**Figure 5.16 : Analyse axisymétrique du pompage d'aquifère confiné homogène et isotrope. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites utilisées en régime transitoire.**



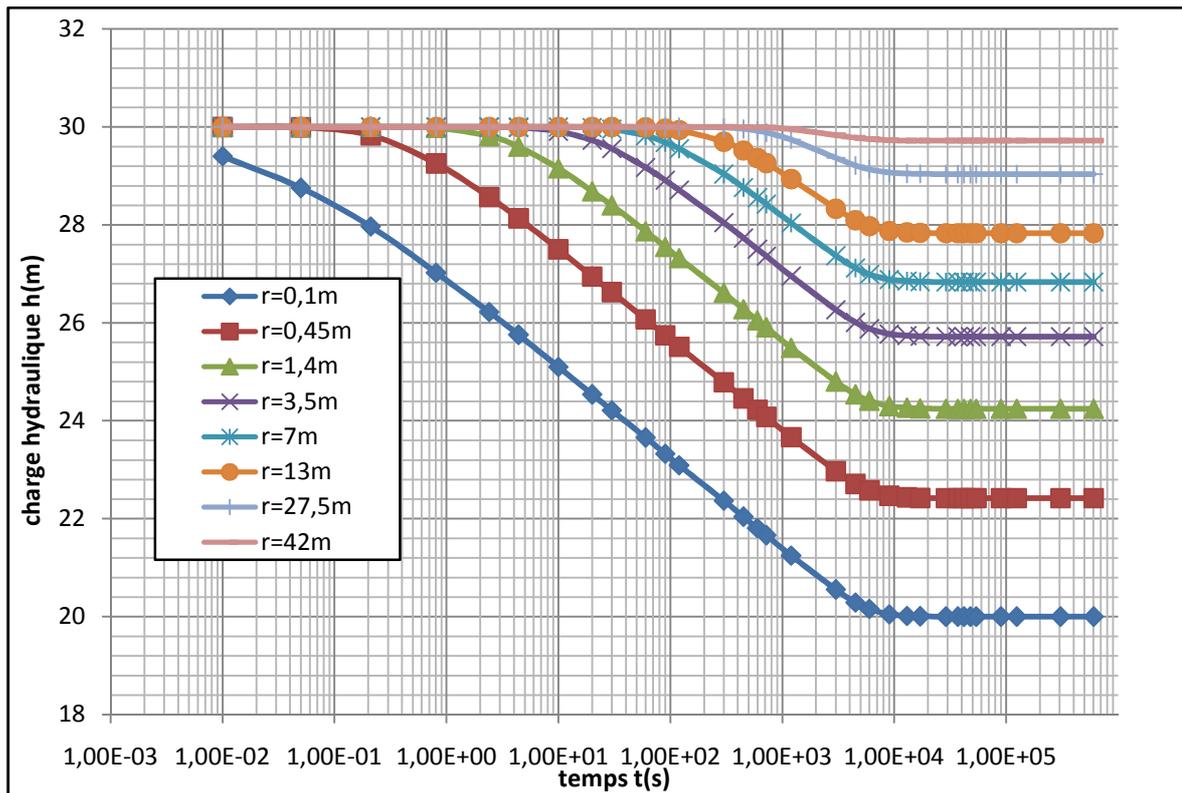
**Figure 5.17: Conditions aux limites utilisées comme conditions initiales pour l'analyse axisymétrique en régime transitoire du pompage dans un aquifère confiné homogène et isotrope.**



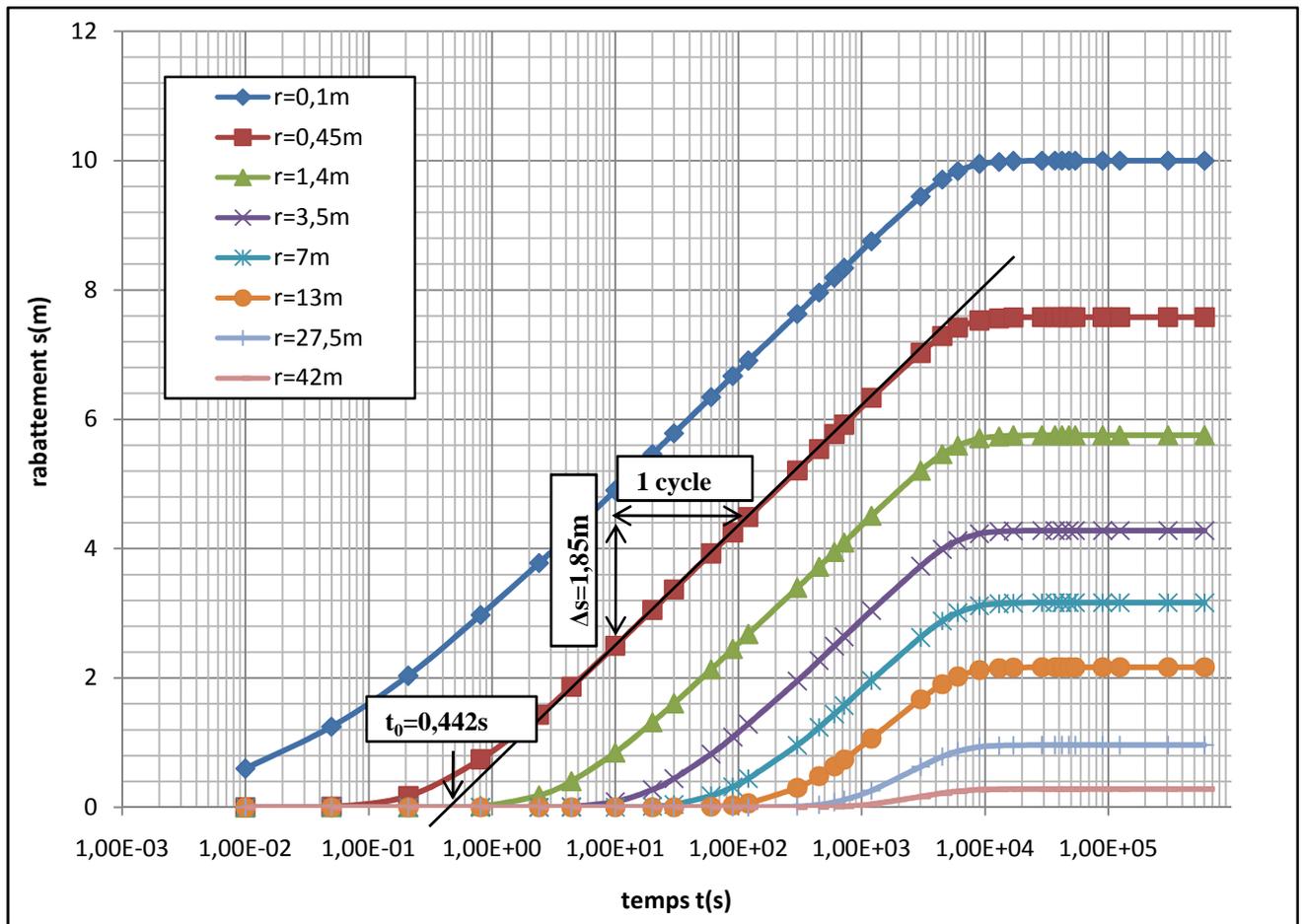
**Figure 5.18:** Fonctions de conditions aux limites utilisées pour l'analyse axisymétrique en régime transitoire de la phase de pompage dans un aquifère confiné limité par une frontière de recharge circulaire.



**Figure 5.20: Discrétisation du temps utilisé pour l'analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère confiné.**



**Figure 5.21 : Représentation de Cooper-Jacob de la charge hydraulique en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $h(r,t)$  vs  $\log t$  pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope.**



**Figure 5.22 : Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $s(r,t)$  vs  $\log t$  pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope,  $n=1$**

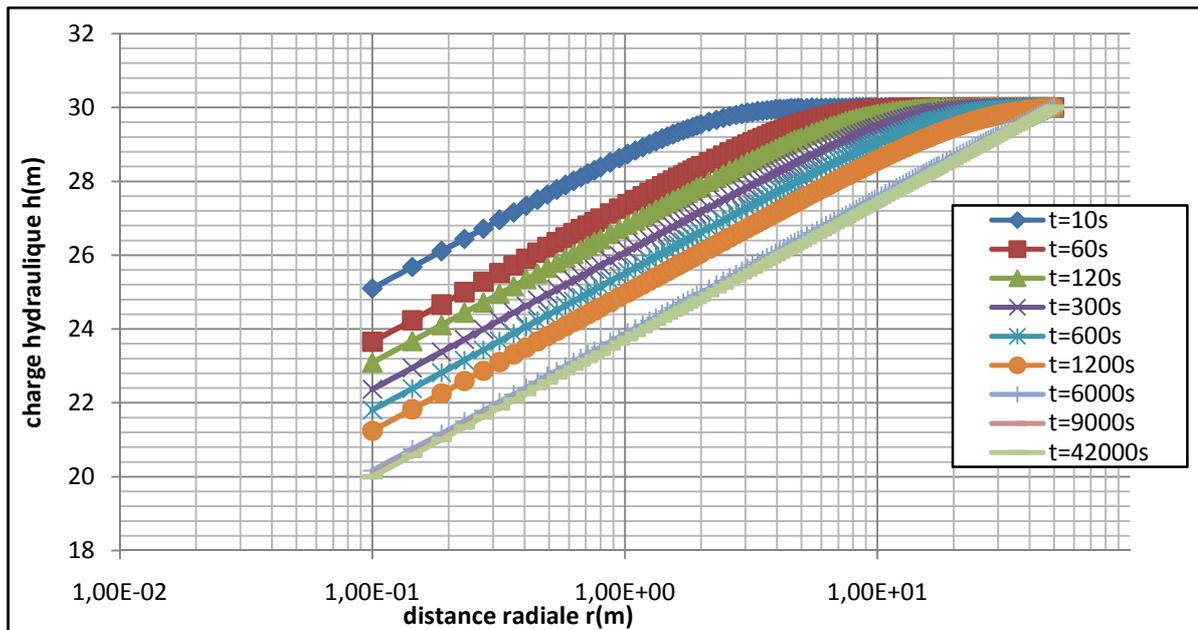


Figure 5.23 : Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $h(r,t)$  vs logt du pompage d'aquifère homogène et isotrope.

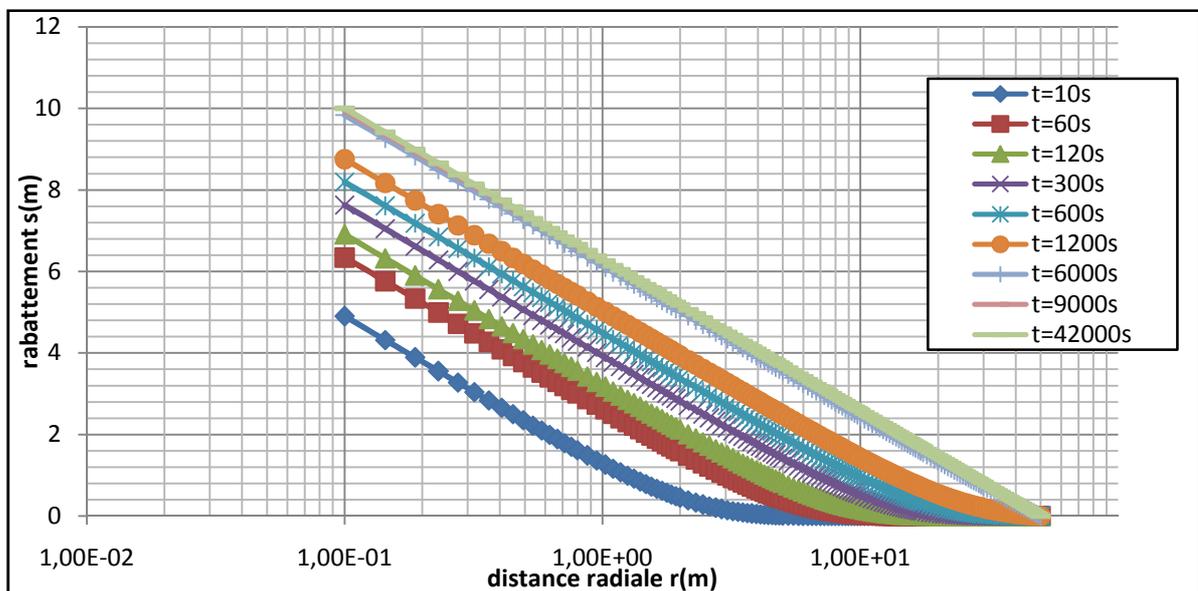


Figure 5.24 : Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $s(r,t)$  vs log  $r$  du pompage d'aquifère homogène et isotrope.

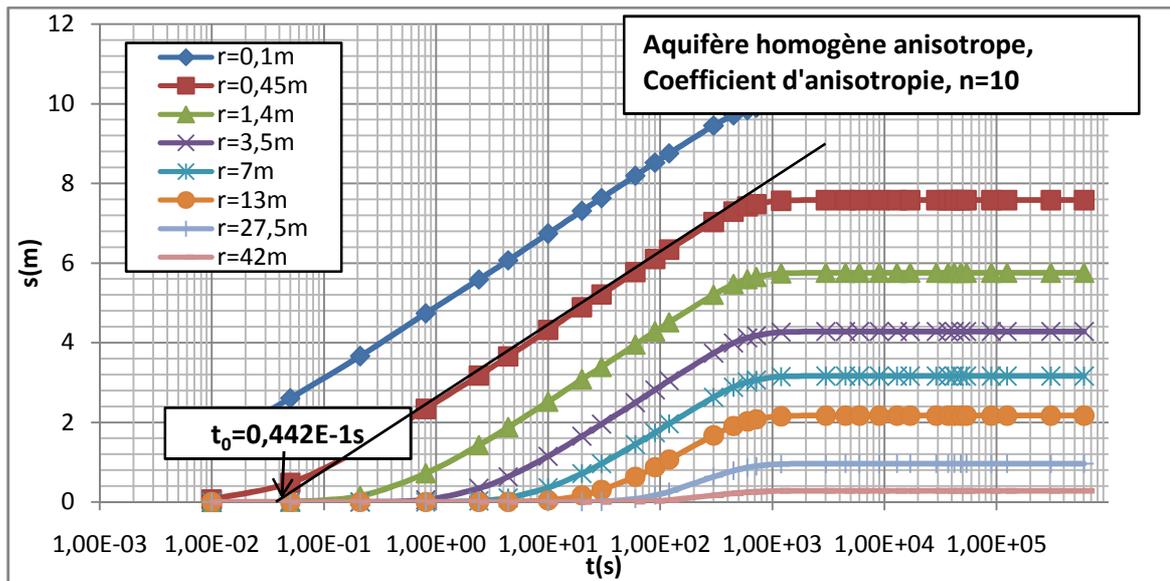


Figure 5.25: Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $s(r,t)$  vs  $\log t$  du pompage.

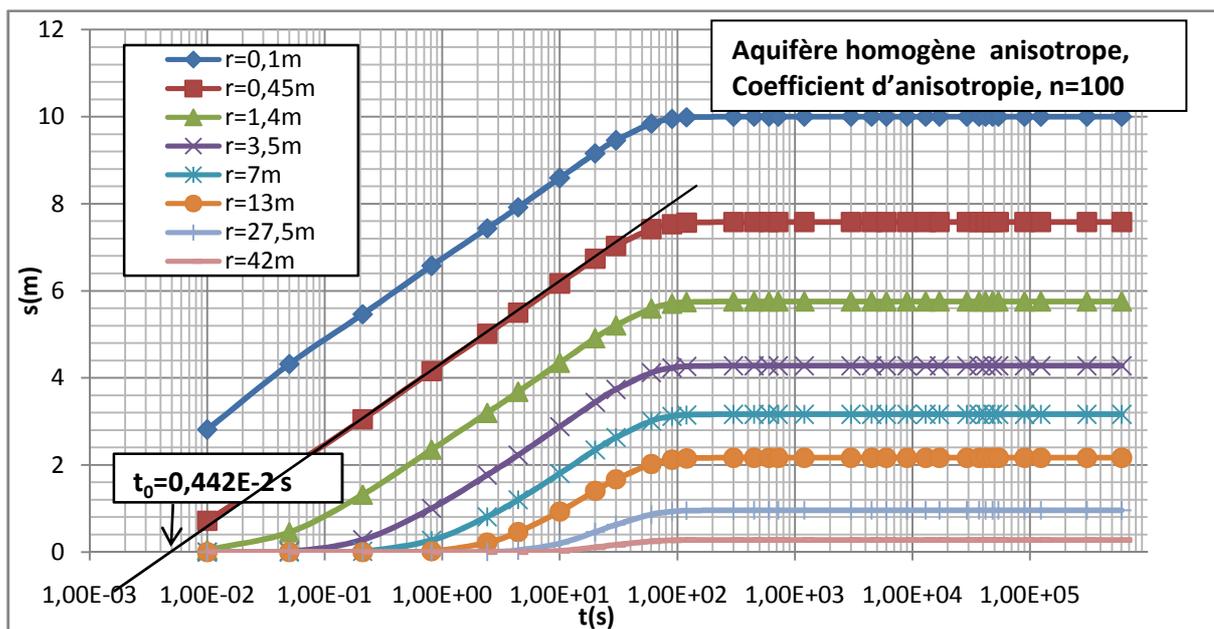


Figure 5.26 : Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $s(r,t)$  vs  $\log t$  du pompage.

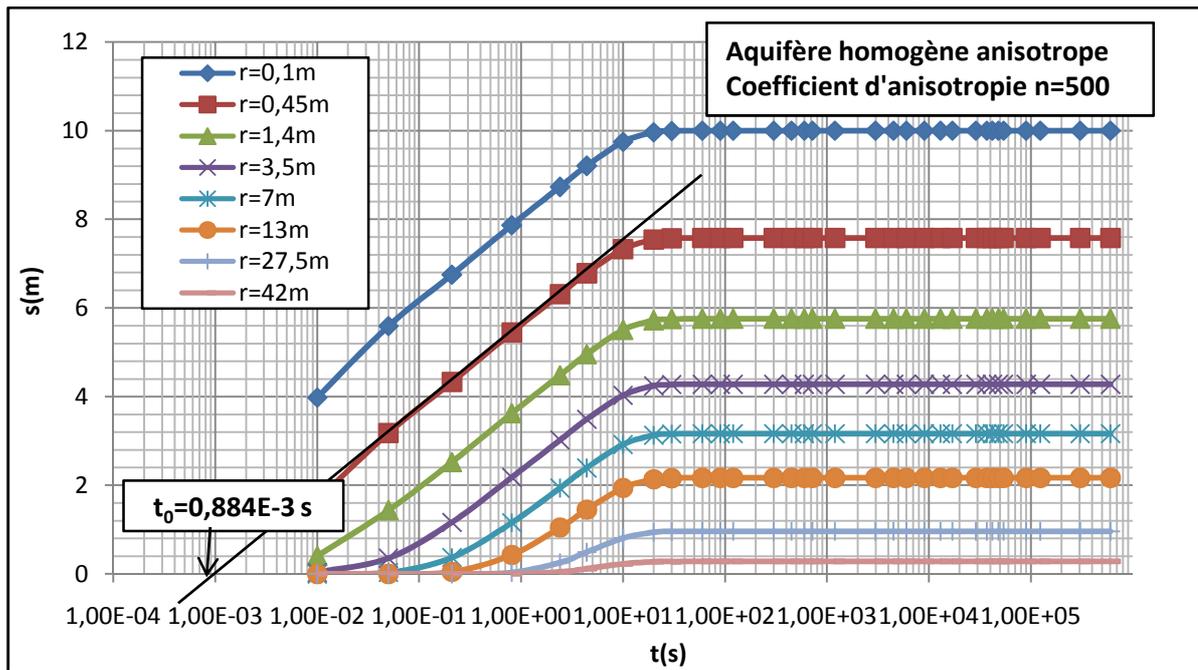


Figure 5.27: Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $s(r,t)$  vs  $\log t$  du pompage.

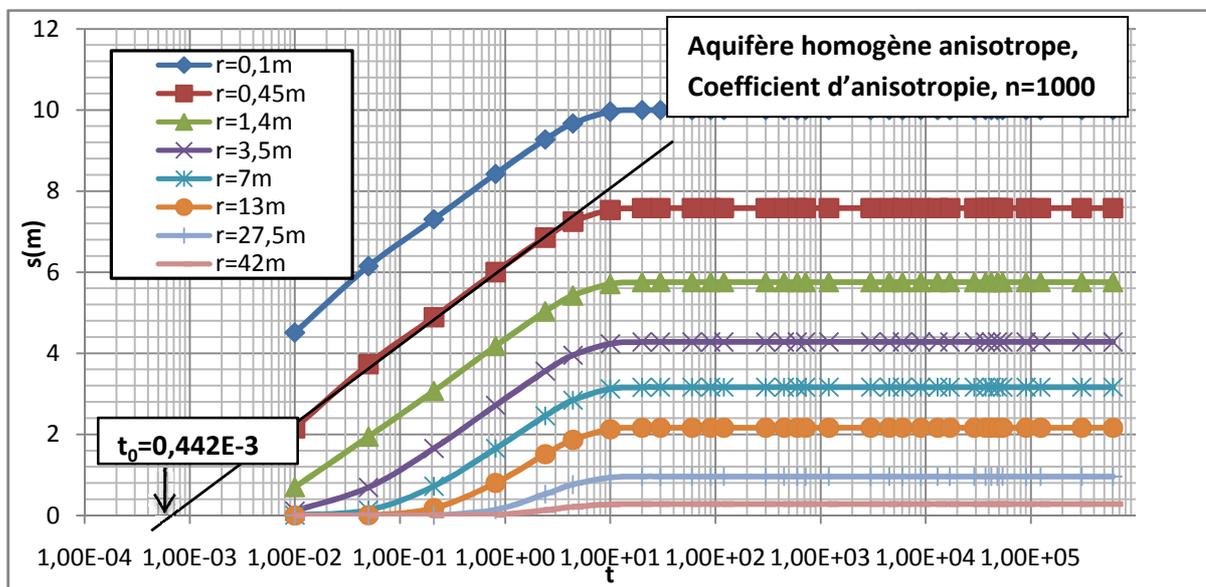


Figure 5.28: Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres  $s(r,t)$  vs  $\log t$  du pompage.

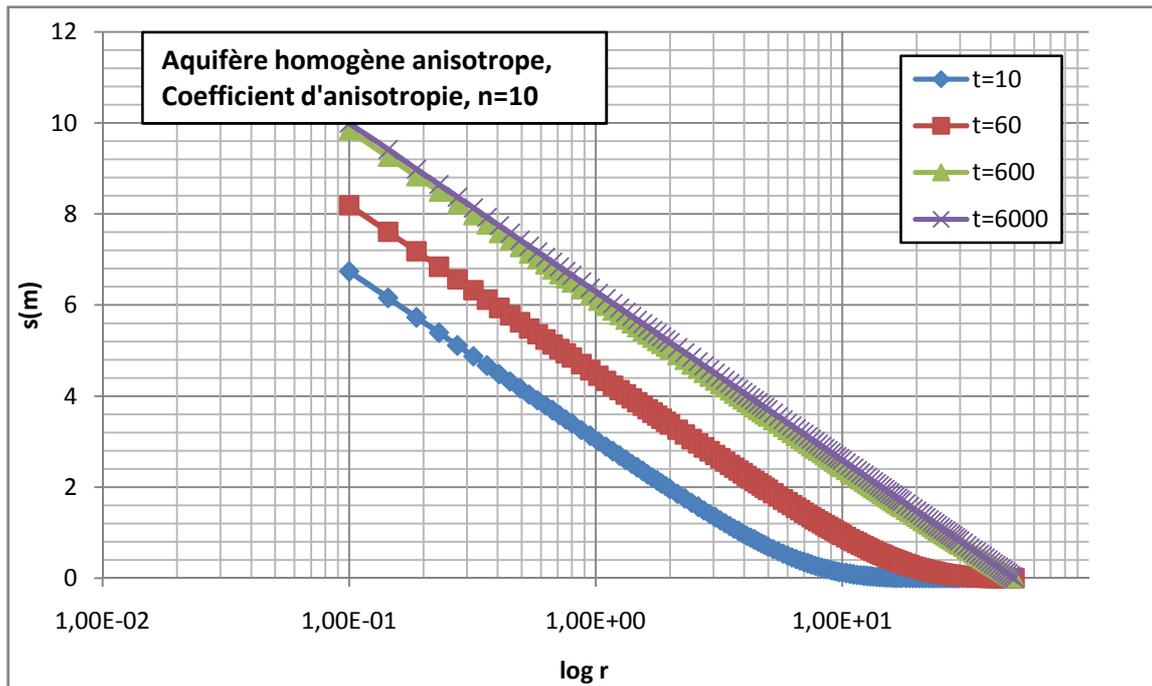


Figure 5.29 : Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $s(r,t)$  vs  $\log r$  du pompage.

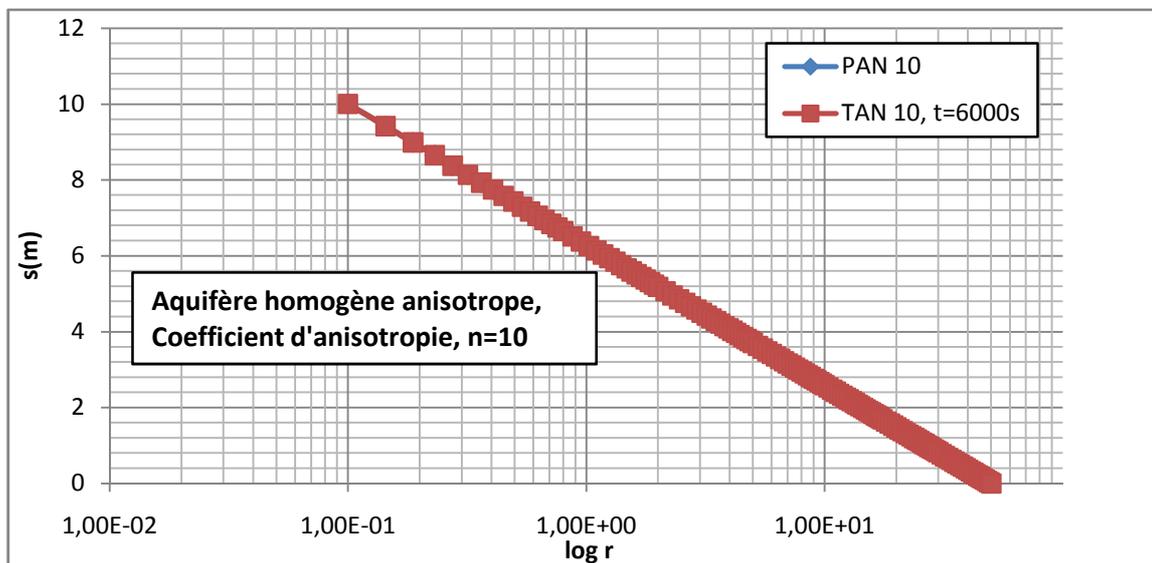


Figure 5.30 : Convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent pour  $n=10$

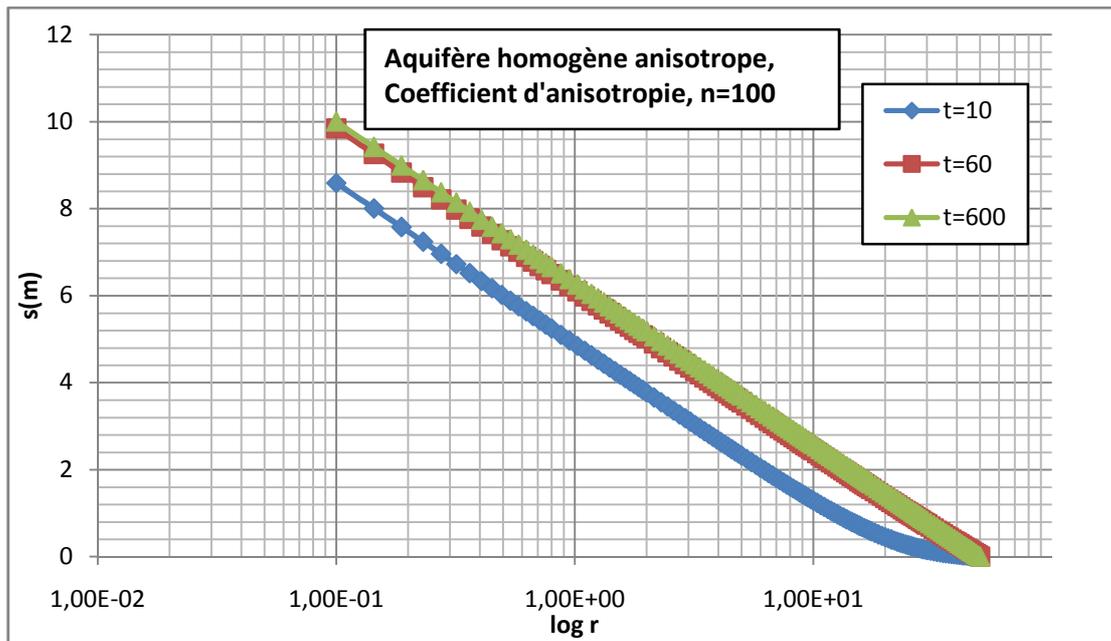


Figure 5.31: Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $s(r,t)$  vs  $\log r$  du pompage.

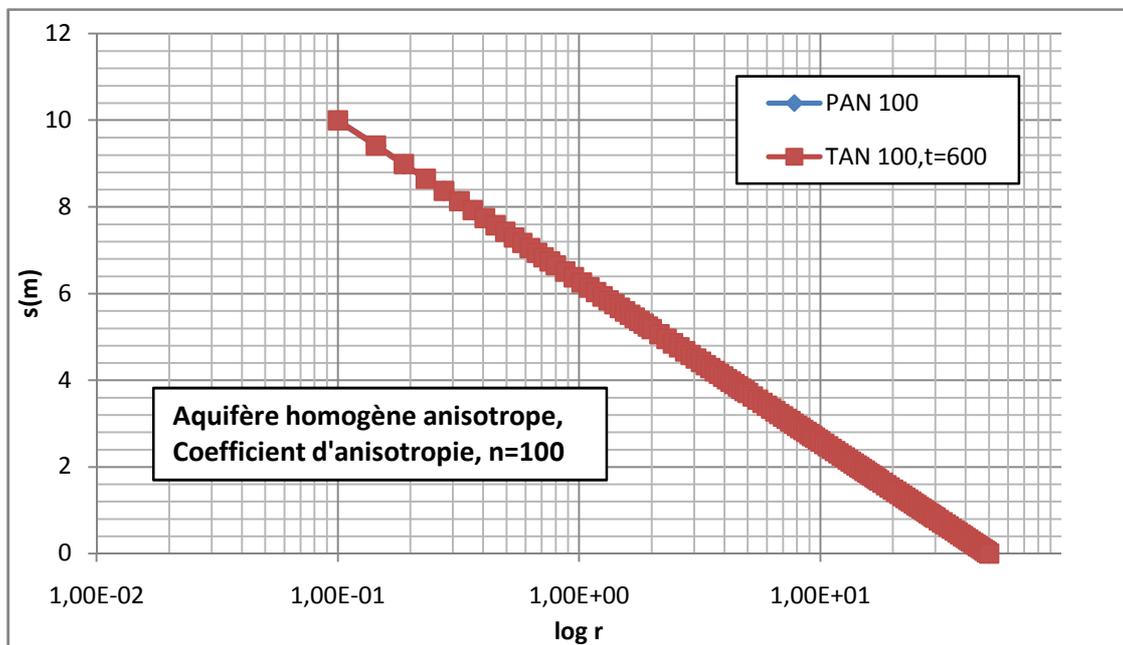


Figure 5.32: Convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent pour  $n=100$ .

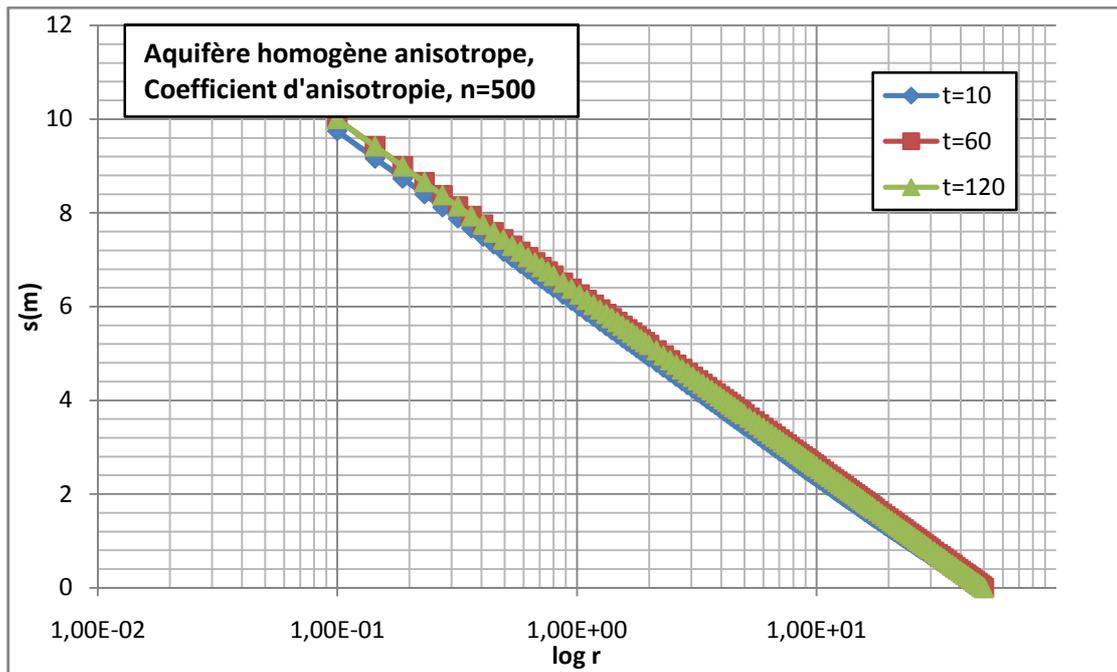


Figure 5.33 : Rabattement de pompage en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $s(r,t)$  vs  $\log r$ .

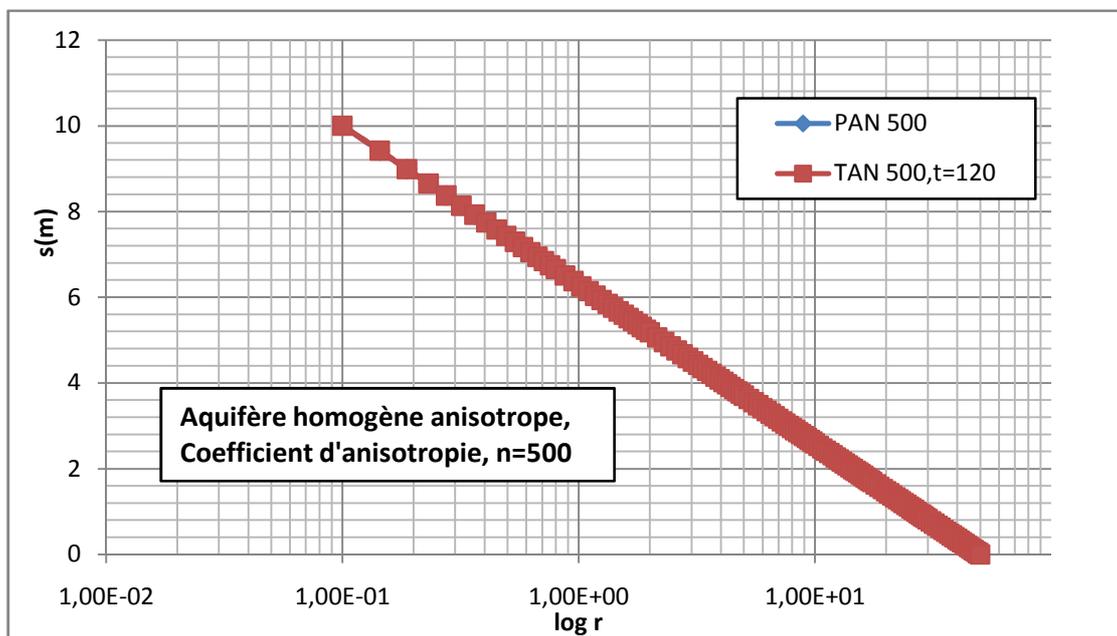
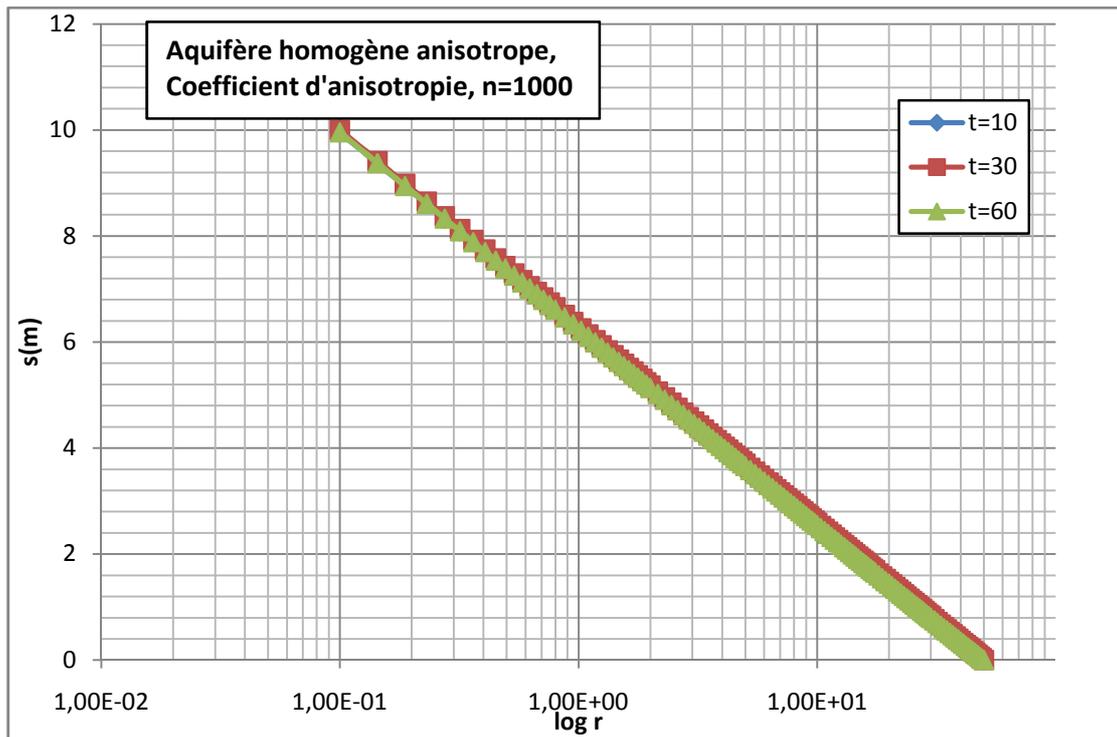
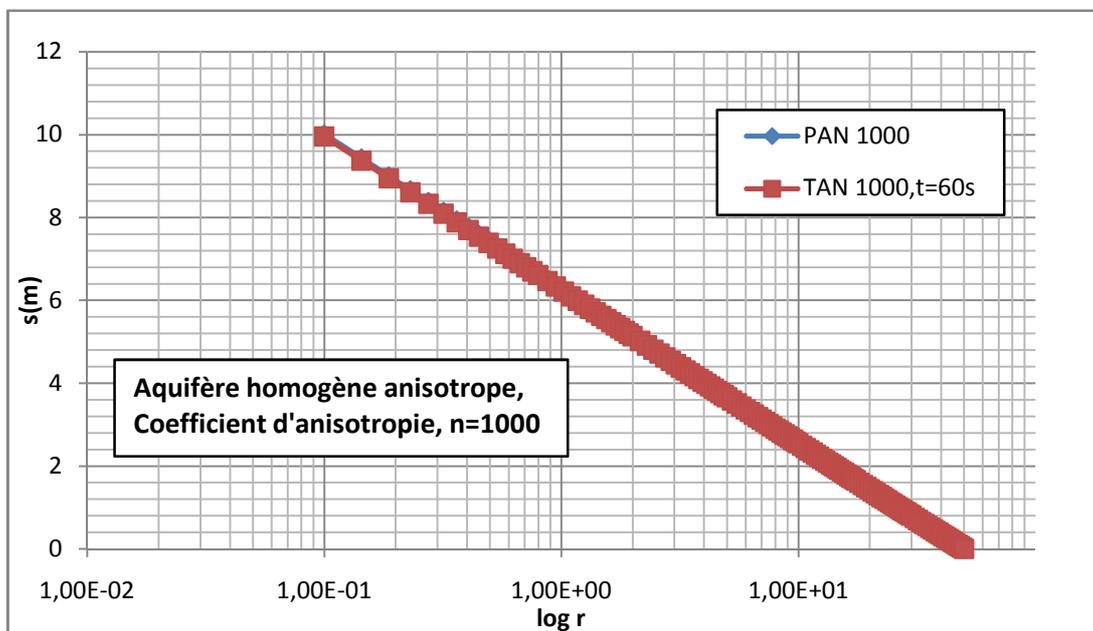


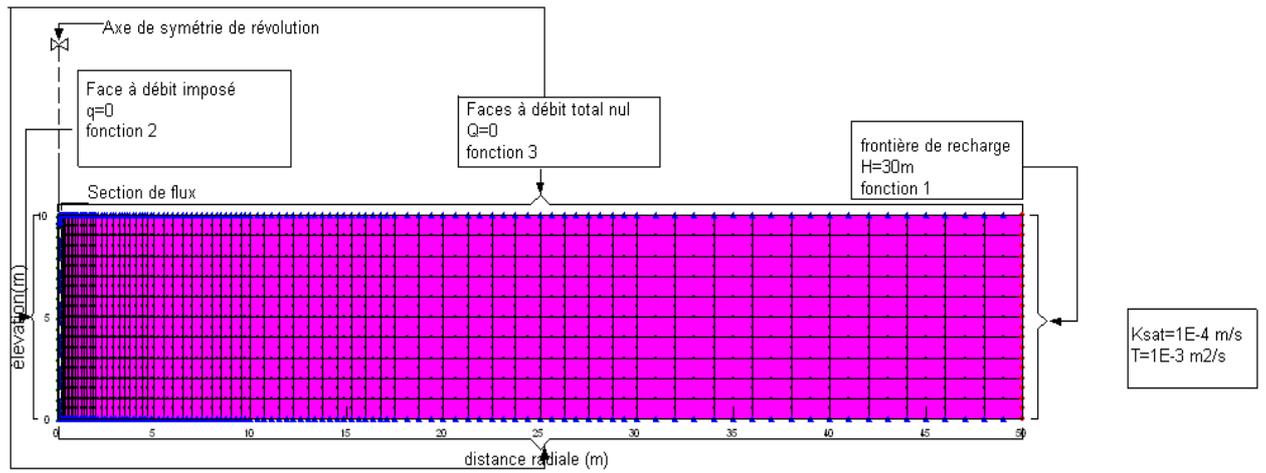
Figure 5.34: Convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent.



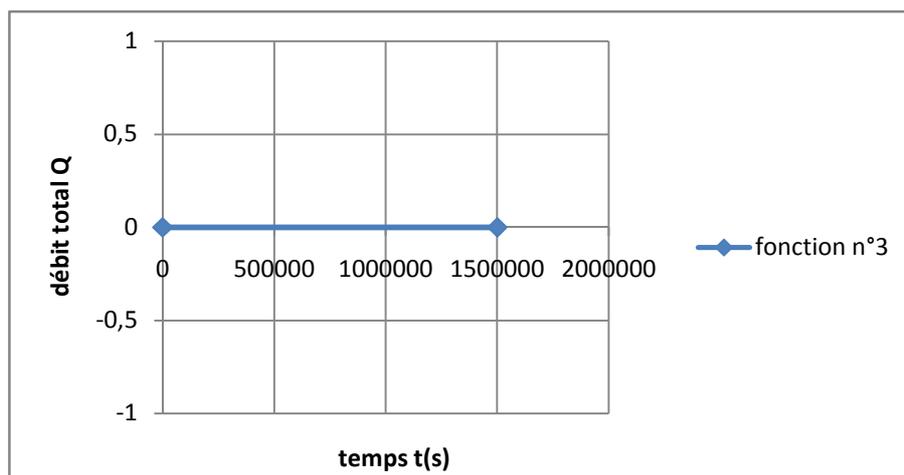
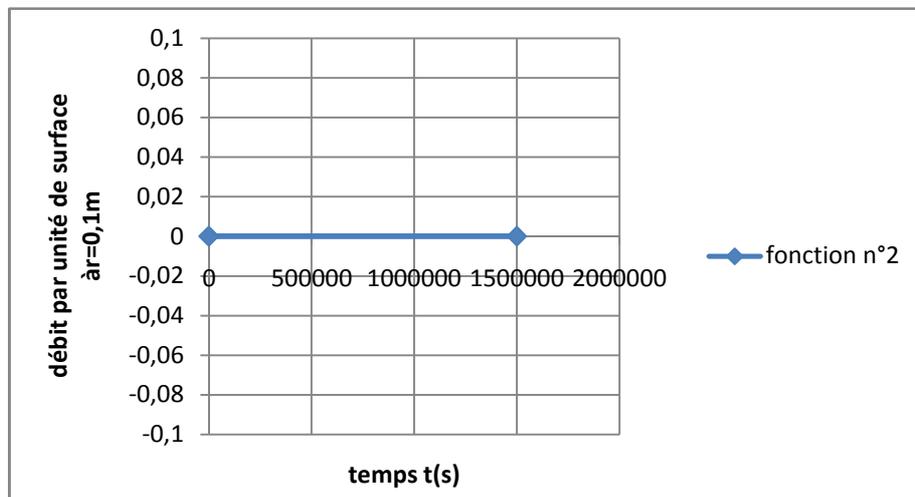
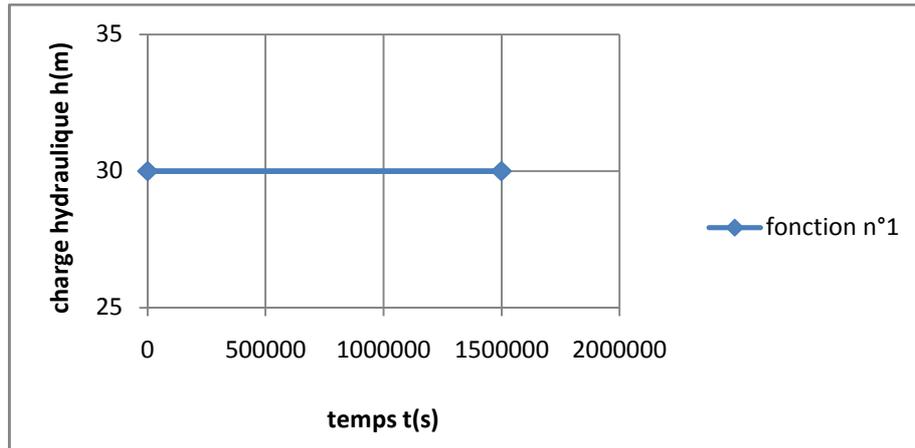
**Figure 5.35: Représentation de Cooper-Jacob du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale  $r$  pour différents temps  $t$ ,  $s(r,t)$  vs  $\log r$  du pompage.**



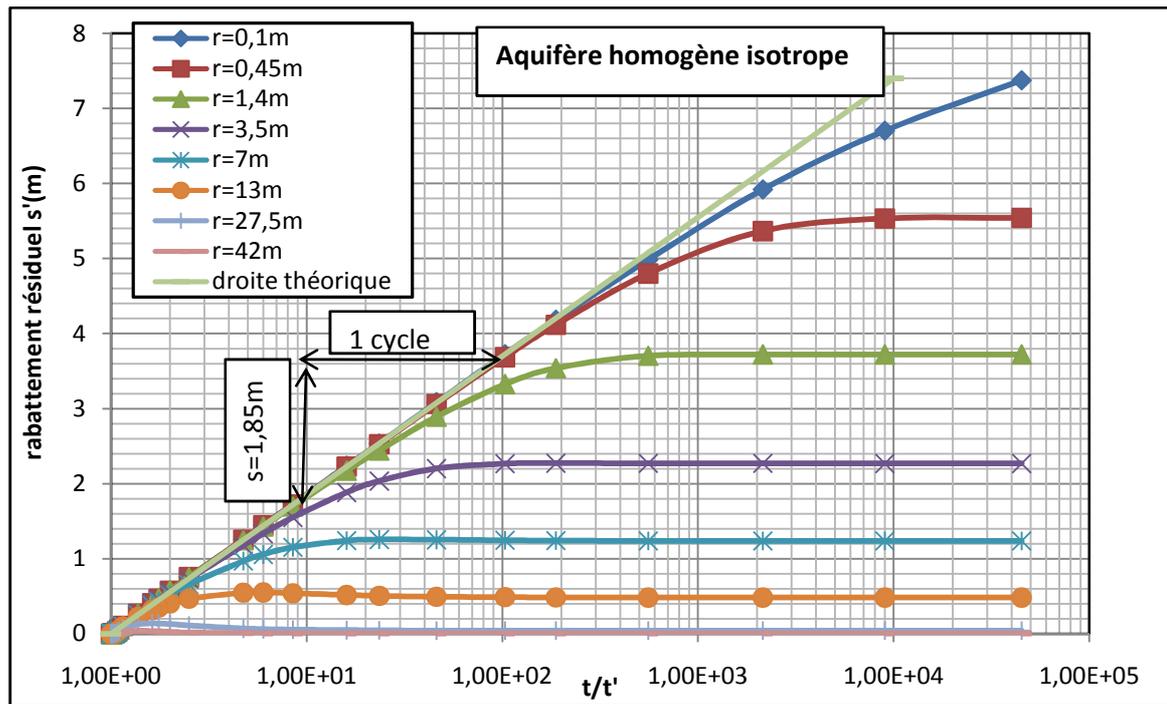
**Figure 5.36: Convergence de la solution en régime transitoire vers la solution en régime permanent.**



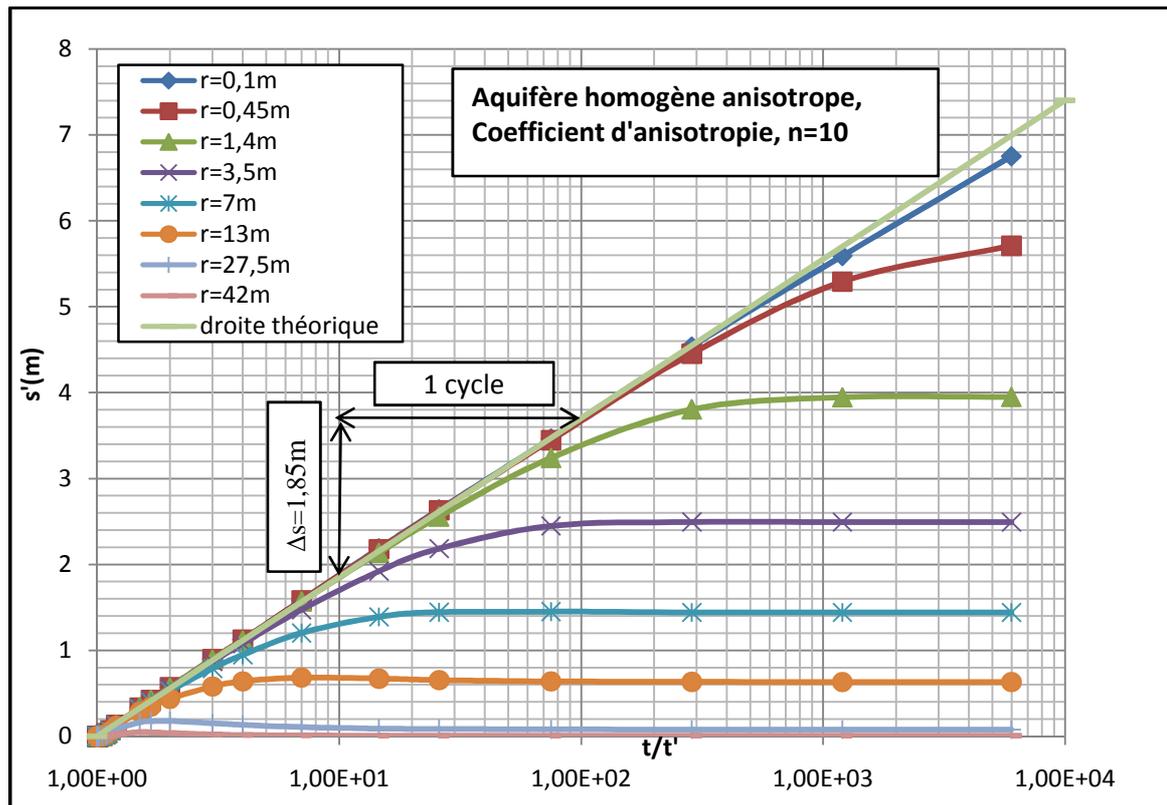
**Figure 5.37: Analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect après un temps de pompage de 450 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Arrêt instantané de la pompe.**



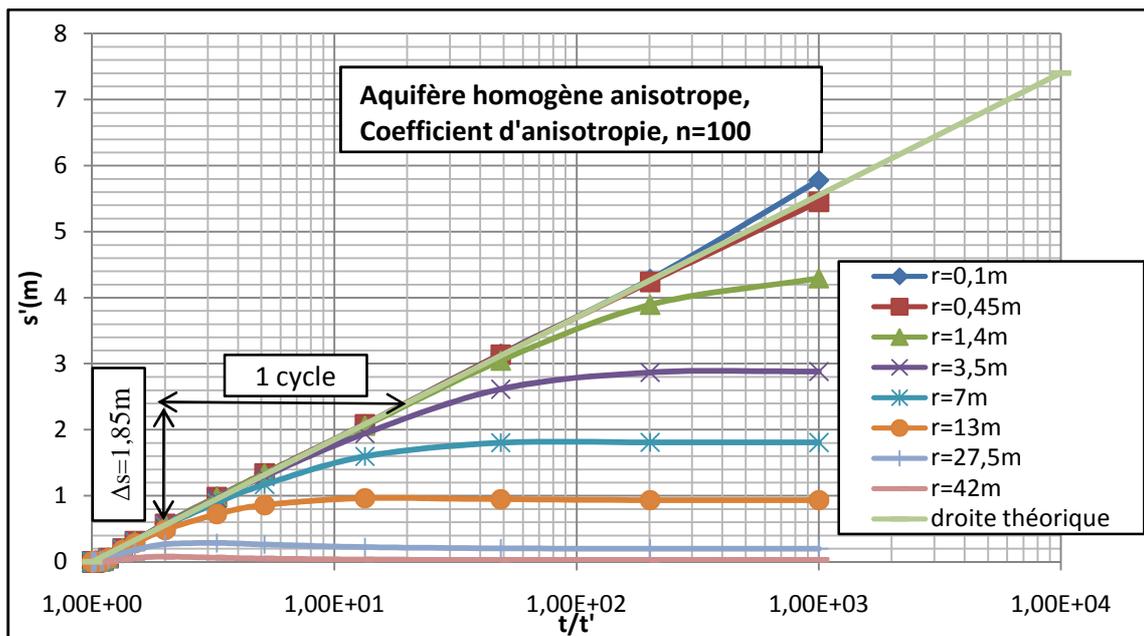
**Figure 5.38 : Fonctions de conditions aux limites utilisées en analyse de la phase de remontée. Schéma indirect (fermeture instantanée de la pompe).**



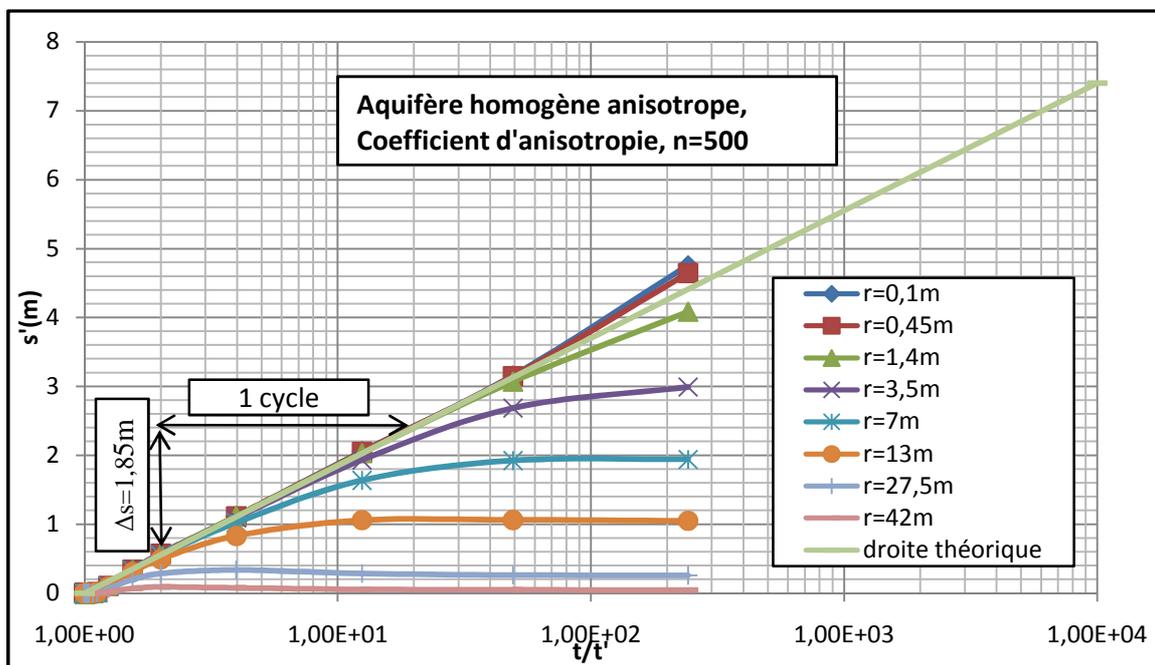
**Figure 5.39:** Analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe) après un temps de pompage de 450 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de  $t/t'$  pour le cas homogène et isotrope.



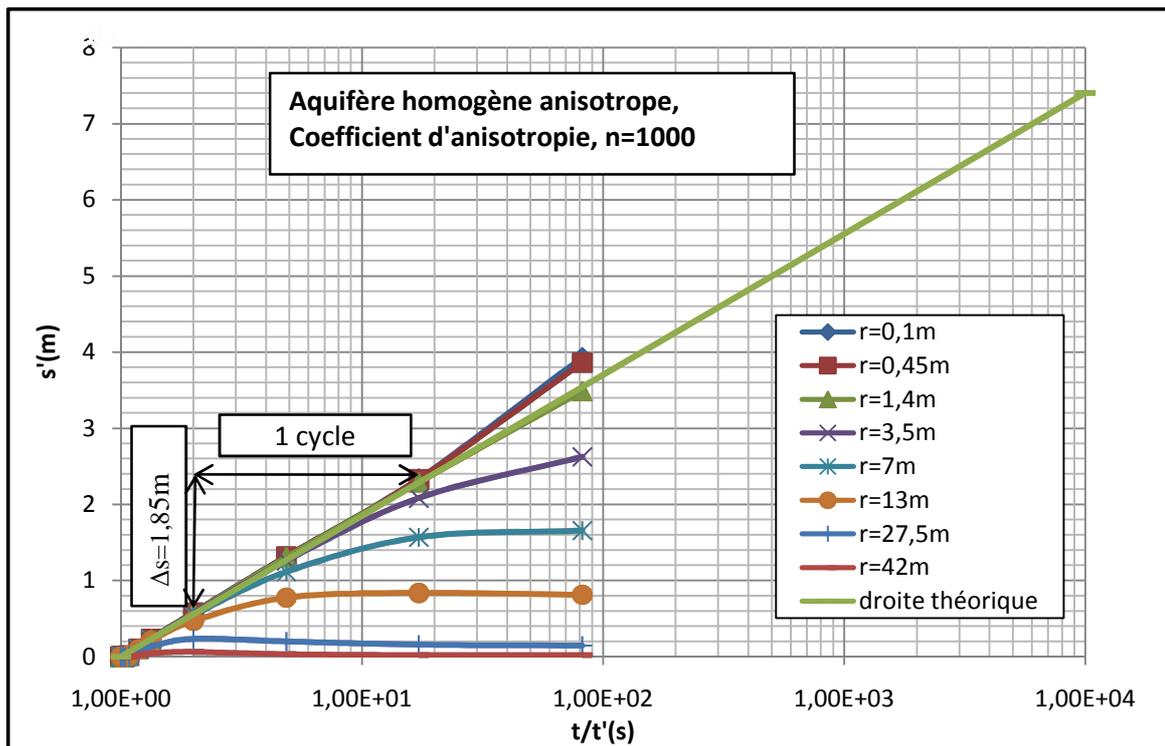
**Figure 5.40:** Analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe). Après un temps de pompage de 60 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de  $t/t'$



**Figure 5.41:** Analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect (arrêt instantané de la pompe) après un temps de pompage de 10 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Courbes du rabattement résiduel en fonction de  $t/t'$ .



**Figure 5.42:** Courbes du rabattement résiduel en fonction de  $t/t'$  pour le cas homogène et anisotrope,  $n=500$ .



**Figure 5.43: Analyse axisymétrique de la phase de remontée selon le schéma indirect après un temps de pompage de 2,5 s dans un aquifère confiné limité par une recharge circulaire. Arrêt instantané de la pompe. Courbes du rabattement résiduel en fonction de  $t/t'$**

## CHAPITRE VI

### ESSAIS DE POMPAGE ET DE REMONTEE DANS UN AQUIFERE STRATIFIE ET CONFINE

#### 6.1 Introduction

La résolution de la plupart des problèmes d'hydrogéologie nécessite l'adoption de l'hypothèse simpliste qui considère le milieu à l'étude comme homogène et anisotrope voir homogène et isotrope. Dans le cas général du milieu hétérogène et anisotrope, cette hypothèse est erronée. Néanmoins pour le cas du milieu stratifié avec l'écoulement parallèle aux strates, l'approche du modèle équivalent homogène MEH est très souvent utilisée dans le calcul des écoulements souterrains. Ce chapitre étudie les conditions dans lesquelles les données des essais d'aquifère en pompage et en remontée dans un milieu confiné stratifié peuvent être identiques à celles du modèle équivalent. Pour cela, deux familles d'aquifères stratifiés sont simulées. Dans la première famille, la courbe caractéristique du sol, soit la courbe de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle, est la même dans toutes les strates et est identique à celle du modèle équivalent homogène que l'on notera comme MEH, ce qui donne des coefficients d'emménagement différents dans chacune des strates alors que dans la deuxième famille, la courbe de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle est différente d'une strate à l'autre cependant les coefficients d'emmagements des strates sont égaux et identiques au coefficient d'emménagement du MEH.

#### 6.2 Analyse de la phase de pompage

Le modèle équivalent homogène MEH a un coefficient de conductivité hydraulique horizontale  $K_h = K_{\text{équivalent}} = 10^{-4}$  m/s définie par l'équation :

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n b_i K_i}{\sum_{i=1}^n b_i} \dots \text{et} \quad K_v = \frac{\sum_{i=1}^n b_i}{\sum_{i=1}^n \frac{b_i}{K_i}} \dots \dots \dots (6.1)$$

Le coefficient d'anisotropie est défini par le rapport des conductivités  $K_h$  et  $K_v$  :

$$n = \frac{K_h}{K_v}$$

Avec :

$i$  ,  $b_i$  sont respectivement le numéro et l'épaisseur de la strate  $i$ .

$K_h$  et  $K_v$  conductivité hydraulique horizontale et verticale respectivement.

Comme l'écoulement en aquifère confiné est horizontal, seule la conductivité horizontale est considérée.

Dans tous les modèles analysés  $\sum_{i=1}^n b_i = H = 10\text{m}$ , et la distribution du coefficient de conductivité hydraulique dans les strates des modèles stratifiés est effectuée en respectant la relation :

$$\sum_{i=1}^n b_i K_i = 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \dots \dots \dots (6.2)$$

### 6.2.1 Analyse du pompage avec une même courbe de teneur en eau

9 modèles stratifiés seront étudiés dans une première étape en considérant une même courbe de teneur en eau dans l'aquifère, chaque modèle se distingue de l'autre par le nombre de strates ( $n$ ), les valeurs des coefficients de conductivité hydraulique ( $K_i$  avec  $i=1,n$ ) dans chacune des strates ainsi que par l'épaisseur de chaque strate ( $b_i$ ,  $i=1,n$ ). Cette dernière est identique à celle du modèle équivalent. Le coefficient d'emmagasinement est donné par l'équation :

$$S_i = m_w * \gamma_w * b_i \dots \dots \dots (6.3)$$

Où  $i$ ,  $S_i$  sont respectivement le numéro et le coefficient d'emmagasinement de la strate  $i$ .

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau et  $m_w$ : la pente de la courbe de la teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau interstitielle.

Les différentes strates auront donc des coefficients d'emménagement différents les uns des autres et une même courbe de teneur en eau comme résumé au tableau 6.1, présenté ci-après.

Le coefficient d'emménagement du modèle équivalent MEH est  $S_{MEH} = m_w \cdot \gamma_w \cdot b$ , avec  $b=10\text{m}$ ,  $m_w=5 \times 10^{-5}$ , ce qui donne  $S_{MEH} = 4,905 \times 10^{-4}$  (même propriétés du modèle homogène et isotrope paragraphe 5.2, chapitre V).

Le débit total et conductivité équivalente imposés sur l'aquifère stratifié sont les mêmes du modèle équivalent et sont respectivement :  $q=-1,6093 \cdot 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$  et  $K_h=10^{-4} \text{m/s}$ . (Mêmes conditions imposées au modèle homogène isotrope, paragraphe 5.2, chapitre V). Les paramètres géométriques et hydrodynamiques des modèles stratifiés MODi-B sont représentés sur le tableau 6.1

#### 6.2.1.1 Maillage

Le maillage des modèles stratifiés est maintenu le même que celui du cas isotrope et homogène avec nœuds secondaires. Les schémas représentatifs des 9 modèles stratifiés sont illustrés sur la figure 6.1.

#### 6.2.1.2 Analyse en régime permanent

Les données de chaque modèle sont prises à des hauteurs fixés à :  $z=0,15H, z=0,25H, z=0,5H, z=0,75H, z=0,9H$  avec  $H$  épaisseur totale de l'aquifère  $H=10\text{m}$ , et ceci pour voir la distributions des rabattements au niveau de chaque strate et pour pouvoir comparer par la suite les modèles stratifiés les uns par rapport t au autres.

##### a. Les conditions aux limites

Les conditions aux limites imposées sont les mêmes que le modèle isotrope et homogène (Paragraphe 5.2, Chapitre V). Pour tout l'aquifère, un débit nul est supposé pour les faces ( $Q=0$ ), une charge de  $h_w=20\text{m}$  à la paroi du puits à  $r=0,1\text{m}$ , une charge supposée constante de 30, ( $H=30\text{m}$ ) constituant une frontière de recharge à la périphérie à  $r=50\text{m}$ .

## **b. Interprétation des résultats**

La figure (6.2) montre que les distributions de rabattement en fonction de la distance radiale en régime permanent, sont les mêmes pour toutes les élévations et sont identiques pour tous les modèles et aussi au modèle équivalent, c'est la courbe de teneur en eau introduite en régime transitoire qui va donc affecter les distributions de charges et rabattements. La somme des débits des strates pour chaque modèle donne la même valeur imposée du modèle équivalent ( $q_{MEH}$ ). Le tableau 6.2 donne les valeurs de débits dans chacune des strates des 9 modèles stratifiés.

### **6.2.1.3 Analyse en régime transitoire**

En régime transitoire, on déterminera la variation du rabattement  $s(r, t)$  en fonction de la distance radiale  $r$  à différents temps  $t$ , et à différentes distances radiales  $r$ , les données sont relevées à plusieurs élévations pour les différents modèles ( $z=0,15H, z=0,25H, z=0,5H, z=0,75H, z=0,9H$ ).

#### **a. Conditions aux limites**

Les conditions aux limites sont représentées par des fonctions variant avec le temps et sont les mêmes imposées au cas isotrope et homogène (Paragraphe 5.2.2 , Chapitre V).

La fonction d'emménagement est introduite pour le régime transitoire, avec une seule courbe de teneur en eau qui conduit à un emmagasinement de l'aquifère stratifié de  $4,905.10^{-3}$ , identique à celui du milieu équivalent.

#### **b. Conditions initiales**

Toutes les conditions sont les mêmes que pour le cas d'étude du chapitre 5 pour aquifère confiné isotrope et anisotrope homogène.

#### **c. Discrétisation du temps**

La discrétisation du temps est la même, un temps de pompage est considéré de 7 jours (Figure 5.20, Paragraphe 5.2.2, Chapitre V).

#### d. Résultats d'analyse et interprétation

Les variations du rabattement en fonction du temps à des rayons fixés ;  $r=0,1\text{m}$  ;  $r= 1,4\text{m}$  ;  $r=7\text{m}$  et  $r=13\text{m}$ , pour les 9 modèles à une élévation de  $z=0,5H\text{m}$  c.à.d. élévation centrale de l'épaisseur de l'aquifère sont représentées sur les figures (figure 6.3) à (figure 6-11), l'intercept à l'origine et la pente à cette élévation  $z=0,5H\text{m}$  sont respectivement  $t_0=0,442\text{s}$  et  $\Delta s= 1,85\text{m}$ , ces résultats sont les mêmes du modèle équivalent ayant les propriétés similaires d'aquifère homogène et isotrope (figure 5.22), il serait donc préférable d'installer les piézomètres d'observation à une élévation de  $z=0,5H\text{m}$  afin de déduire les propriétés d'aquifère stratifié qui seront à cette élévation identiques aux propriétés du milieu équivalent avec une même courbe de teneur en eau. Les mêmes représentations de rabattements à des élévations  $z=0,15H, z=0,25H, z=0,5H, z=0,75H, z=0,9H$  donnent la même allure qu'à  $z= 0,5H\text{m}$  mais avec des valeurs d'intercept et pente différentes de celles du modèle équivalent MEH, c'est donc à une élévation centrale que les propriétés d'aquifère confiné stratifié sont les mêmes que du MEH. Ainsi, on peut dire que tous les modèles stratifiés et pour une même courbe de teneur en eau pour toute l'aquifère stratifié, tendent vers un modèle équivalent qui est donc anisotrope et homogène voir homogène et isotrope caractérisé par son débit, conductivité  $K_h$  et un emmagasinement  $S$  équivalents, pour ces graphes, le temps d'atteindre le régime permanent est constaté sur les courbes à  $t=42000\text{s}$ , ce dernier est le même constaté pour les simulations d'aquifère confiné homogène et isotrope ayant les mêmes caractéristiques du milieu équivalent.

Les figures de (6-12) à (6-20) représentant la variation dans le temps des rabattement pour des élévations  $z=0,15H\text{m}, z=0,25H\text{m}, z=0,5H\text{m}, z=0,75H\text{m}$  et  $z=0,9H\text{m}$  et à des rayons de  $r=0,1\text{m}, r=1,4\text{m}, r=7\text{m}$  à  $r=13\text{m}$  pour les modèles de 1 à 9, montrent que pour un modèle donné, les courbes de distribution des rabattements se superposent à partir du rayon  $r=7\text{m}$  au modèle équivalent et ceci pour toutes les élévations, on peut déduire à partir de cette remarque que le milieu équivalent homogène représente bien le milieu confiné stratifié à partir de  $r=0,7\text{m}$ .

Les figures de (6-21) à (6-29) montrant la variation du rabattement en fonction de la distance radiale à des temps fixés juste en début du pompage  $t=10\text{s}$ , à un temps situé sur la partie log linéaire de Cooper Jacob  $t=600\text{s}$ , et à un temps dans lequel le régime

permanent est atteint pour les 9 modèles  $t=42000s$ , expliquent de même les remarques précédentes que pour  $z=0,5Hm$ , le modèle stratifié ait les mêmes caractéristiques T et S, ainsi pour  $r=0,7m$ , on remarque sur ces courbes une superposition parfaite avec le MEH pour toutes les élévations considérées. On conclue donc qu'en pompage et pour une même courbe de teneur en eau en considérant la pente  $m_w$  inchangé pour toute l'abaisseur de l'aquifère obéissant à la relation (6.2) et par laquelle ont été présentées les données du tableau (6.1) ci-dessus, le milieu stratifié ;quelque soit le temps de pompage et la distance radiale à partir du puits ; est considéré comme milieu équivalent à une élévation centrale de l'aquifère, ceci signifie qu'à cette élévation le milieu ait les mêmes propriétés du milieu équivalent anisotrope et homogène., c'est donc à cette élévation qu'il faut placer les piézomètres d'observation afin de pouvoir déterminer les propriétés hydrodynamiques de l'aquifère confiné stratifié en question qui seront donc les mêmes qu'un milieu équivalent( $q$  et  $K_h$  équivalents), aussi pour une distance radiale de  $r=7m$ , le milieu équivalent représente bien l'aquifère stratifié confiné quelque soit l'élévation considérée. Il reste donc à voir l'influence de la longueur d'aquifère R et l'épaisseur b sur cette grandeur, qui sera l'objectif des paragraphes qui suivent.

### **6.2.2 Analyse du pompage avec une courbe de teneur en eau différente par strate (emmagasinement constant)**

Afin de voir l'influence de la variation de courbe de teneur en eau sur les résultats d'analyse. On prend trois cas pour une comparaison entre le cas dans lequel on garde une courbe de teneur en eau équivalente et celui dont lequel on considère un emmagasinement constant c.à.d. des courbes différentes suivant la strate de symbole i. Les modèles pris sont modèle 1, modèle 3 et modèle 6 déjà décrits sur le tableau 6.1 (mêmes propriétés géométriques). Les caractéristiques spécifiques pour chacun des cas sont données sur le tableau 6.2 et les courbes de teneur en eau en fonction de la pression d'eau interstitielle par strate pour les 6 modèles stratifiés sont illustrées sur les figures 6-30 à 6.32.

A partir des graphes obtenus des figure(6.33) à figure (6.38), des trois modèles en comparaison des cas avec et sans variation de la courbe de teneur en eau, les données sont pris à une élévation  $z=0,5Hm$ , on remarque que la courbe avec variation de la teneur en eau c.à.d. correspondante à  $S_{strate}$  qui superposent à celle du milieu

équivalent au temps  $t=10$  ,  $t=600$  et  $t=42000s$ , l'autre courbe avec variation de teneur en eau a la même pente que celle du milieu équivalent. Ces figures montrent que la superposition à partir de 7 m concerne les modèles Mi-A c.à.d. avec une même courbe de teneur en eau, pour ce cas le milieu équivalent représente bien le modèle stratifié.

Par contre les modèles MODi-B c.à.d. ayant une courbe variable (emménagement constant), elle est loin de la courbe d milieu équivalent mais avec une même pente.

Le tracé de  $t_0$  vs  $t_0$  stratifié ( figure 6-39) montre que l'approche d'équivalence MODi-B sous estime la valeur de l'intercept  $t_0$ , du fait que pour les trois modèles MOD1-B , MOD3-B et MOD6-B les graphes se trouvent en dessous de la courbe  $t_0 \text{ Modèle équivalent} = t_0 \text{ stratifié(MODi-B)}$ , et à partir de cela la valeur de l'emménagement est sous estimée par l'équation de Cooper-Jacob. C'est donc l'approche d'équivalence MODi-A qui est valable à partir de  $r=7m$ .

### 6.2.3 Influence de la longueur d'aquifère sur les résultats

Les 6 modèles du tableau 6.1 sont analysés en traçant la différence de rabattement  $s_i - s_{MEH}$ (avec  $s_i$ : rabattement à  $z=0,5Hm$  du modèle MODi-A) vs la distance radiale à des temps fixés  $t=10s$ ,  $t=600s$  et  $t=42000s$ , les figures 6.40 à 6.42 montrent évidemment que pour les trois temps pris, la différence nulle entre les rabattement des 6 modèles de la série B(MODi-B) est à partir du rayon  $r=7m$  et ceci pour  $R=20 m$ ,  $R=30$ ,  $R=40m$  et  $R=80m$  avec  $R=L$  : longueur de l'aquifère.

### 6.2.4 Influence de l'épaisseur d'aquifère sur les résultats

Afin de voir l'influence de l'épaisseur  $b$  de l'aquifère sur les résultats, 6 modèles stratifiés avec 3 épaisseurs,  $b=5m$ ,  $b=15m$  et  $b=20m$  avec le même maillage et conditions aux frontières du chapitre VI. Le tableau 6.4 récapitule les propriétés géométriques et hydrodynamiques des modèles à ces épaisseurs.

Les figures de (6-43) à (6-45) pour les épaisseurs  $b=5m$ ,  $b=15m$  et  $b=20m$  ; montrent que la distance à partir de laquelle la différence entre rabattement du modèle stratifié et rabattement du modèle équivalent est nulle parfaitement à 3,5m, 10,8m et 14m pour les épaisseurs, 5 , 15 et 20 m respectivement ce qui représente 7/10 pour

chaque épaisseur. C'est donc à cette distance que le modèle équivalent représente bien l'aquifère stratifié par l'approche d'équivalence Mi-A.

### **6.3 Simulations des essais d'aquifère stratifié en phase de remontée**

Comme pour les analyses précédentes des cas isotrope homogène et anisotrope homogène (chapitre V), la remontée des cas stratifiés est modélisée par fermeture instantanée de la pompe (schéma indirect de fermeture de la pompe), en modélisant chacune des phases pompage et remontée comme deux étapes successives. Le fichier initial de la phase de remontée est celui des charges hydrauliques à  $t=t_{\text{arrêt}}$ , à partir des représentations de Cooper Jacob de rabattements  $s$  vs  $\log t$  pour tous les modèles, sur la log-linéaire, ce temps est pris à  $t=450s$ .

#### **a. Maillage**

Le maillage adopté pour l'essai d'aquifère stratifié en remontée est le même que celui pris dans toutes les analyses précédentes.

#### **b. Conditions aux limites**

Les trois fonctions aux limites sont représentées en fonction du temps sur la figure (5.38), les mêmes que pour le cas isotrope et homogène.

#### **6.3.1 Essai de remontée en aquifère stratifié avec même courbe de teneur en eau**

Les graphiques du rabattement résiduel  $s'$  vs  $t/t'$  pour les 9 modèles analysés en pompage (tableau 6.1 ; MODi-A) aux différentes élévations, sont représentés sur la figure (6.46) à (6.72), les courbes sont tracées à des élévations de  $0,15H$ ,  $0,5H$  et  $z=0,9Hm$  pour chaque modèle.

Les courbes à différents rayons convergent vers une droite théorique de pente,  $\Delta s'$  qui passe par 1 et ceci pour l'élévation située de  $0,5Hm$ , la pente est de  $\Delta s'=1,85m$  pour tous les modèles à cette élévation, cette valeur est la même obtenue pour le cas isotrope et homogène (modèle équivalent homogène).

En comparaison avec la relation théorique de Theis pour milieu homogène et isotrope :

$$s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} \log \left( \frac{S' t}{S t'} \right)$$

$S'$  supposé égale à  $S$  :

L'intercept à l'origine est donc égale à 1 et la pente est :

$$\frac{2,3Q}{4\pi T}$$

La valeur théorique :

$$\Delta s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} = \frac{2,3 \cdot 10,1115 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot \pi \cdot 10^{-3}} = 1,85$$

On conclut donc que pour l'aquifère stratifié, l'approche d'équivalence est valable pour  $z=0,5Hm$ , même remarque qu'en pompage.

A leurs tour, les figures de (6.49) à (6.75) montrant la variation du rabattement résiduel en fonction du rapport  $t/t'$  à des rayons fixés de 0,1m ; 1,4m ; 7 met  $r=13m$ , expliquent les mêmes remarques que pour tous les modèles, les courbes à toutes les élévations se superposent à une distance de 7 m ce qui confirme les résultats des essais de pompage, ainsi sur ces représentations, on remarque que la courbe du modèle équivalent se superposent pour tous les modèles à une élévation située à 0,5. En conclusion, qu'en remontée de même qu'en pompage, à partir d'une distance de  $r=7m$  , et à une élévation centrale de l'aquifère confiné stratifié, que ce dernier a les mêmes propriétés d'un milieu équivalent homogène et anisotrope pour lequel peut s'appliquer les méthodes d'interprétations des essais de pompage et de remontée de Theis et Cooper Jacob.

### **6.3.2 Analyse de remontée avec une courbe de teneur en eau différente par strate (emménagement constant)**

Les mêmes modèles (MODi-B-Tableau 6-2) pris en pompage sont analysés en remontée, avec un temps d'arrêt de pompage de  $t_{arr\acute{e}t}=450s$ .

Les représentations des rabattements résiduels ( figures 6-73 à 6-75) des trois modèles avec et sans variation de teneur en eau , montre que les MODi-A coïncident au

modèle équivalent , tandis que les MODi-B ont la même pente que ce dernier mais avec un écart, même remarque qu'en pompage., le modèle équivalent représente bien le milieu stratifié par l'approche du MODi-A.

### **6.3.3 Influence de la longueur de l'aquifère sur les résultats de remontée**

Cette variation de longueur d'aquifère n'a pas d'influence sur les résultats, à partir de la figure 6-74, toutes les courbes aux différents rayons et longueurs R prises se superposent, la superposition des MODi-A avec le MEH est à  $r=7m$ .

### **6.3.3 Influence de l'épaisseur de l'aquifère sur les résultats de remontée**

Les mêmes analyses de la phase de pompage ont été effectuées en remontée pour les 6 modèles MODi-A, les résultats des figures 6-76 à 6-79 respectivement pour des longueurs 5m, 15m et 20m donne une distance de superposition sur ces figures de 3,5m, 10,8m et 14 m respectivement aux longueurs choisies, ce qui représente comme le cas de pompage un  $r=7/10 b$ , avec  $b$ =épaisseur de l'aquifère stratifié.

**Tableau 6.1 : Paramètres géométriques et hydrodynamiques des modèles stratifiés MODi-A**

# Modèle	Nbre de strates	$b_i$ (m)	$K_i$ ( $10^{-5}$ m/s)	$T_i = K_i * b_i$ ( $10^{-5}$ m <sup>2</sup> /s)	$m_w$	$S_i$
					( $10^{-5}$ )	( $10^{-4}$ )
1	2	4	8,5	34	5	19,6
		6	11	66	5	29,4
2	5	2	7,5	15	5	9,81
		1	8,5	8,50	5	4,91
		3	9,5	28,5	5	14,7
		2	14	28	5	9,81
		2	10	20	5	9,81
3	3	3	6,0	18,0	5	14,7
		3	14	42	5	14,7
		4	10	40	5	19,6
4	2	3	10,7	32,1	5	14,7
		7	9,7	67,9	5	34,3
5	4	3	6,5	19,5	5	14,7
		3	12,5	37,5	5	14,7
		2	10	20	5	9,81
		2	11,5	23	5	9,81
6	5	2	14	28	5	9,81
		1	6,1	6,10	5	4,905
		3	10,3	30,9	5	14,7
		2	10	20	5	9,81
		2	7,5	15	5	9,81
7	3	3	9,9	29,7	5	14,7
		3	10,5	31,5	5	14,7
		4	9,7	38,8	5	19,6
8	3	3	9,9	29,7	5	14,7
		3	10,2	30,6	5	14,7
		4	9,93	39,7	5	19,6
9	2	5	9,85	49,3	5	24,5
		5	10,2	50,8	5	24,5

**Tableau 6.2 : Paramètres géométriques et hydrodynamiques et valeurs des débits des modèles stratifiés MODi-A**

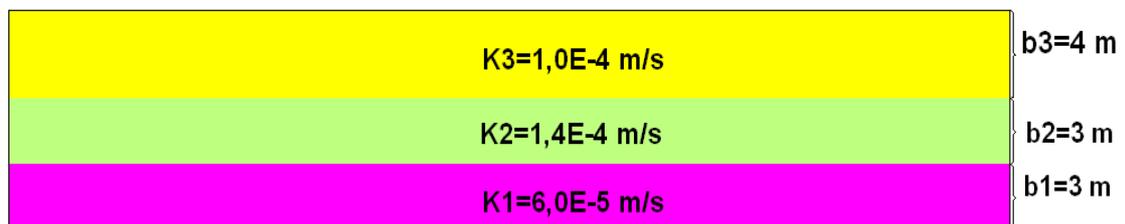
# du modèle	Nbre de strates	$b_i$ (m)	$K_i$ ( $10^{-5}$ m/s)	$q_i$ ( $10^{-5}$ m <sup>3</sup> /s/ml)
1	2	4	8,5	64,287
		6	11	96,643
2	5	2	7,5	32,098
		1	8,5	16,069
		3	9,5	48,274
		2	14	32,364
		2	10	32,125
3	3	3	6,0	48
		3	14	48,6
		4	10	64,3
4	2	3	10,7	64,404
		7	9,7	96,525
5	4	3	6,5	48,092
		3	12,5	48,477
		2	10	32,140
		2	11,5	32,221
6	5	2	14	32,159
		1	6,1	16,355
		3	10,3	48,070
		2	10	32,244
		2	7,5	32,102
7	3	3	9,9	48,267
		3	10,5	48,312
		4	9,7	64,351
8	3	3	9,9	48,272
		3	10,2	48,293
		4	9,93	64,366
9	2	5	9,85	80,455
		5	10,2	80,475

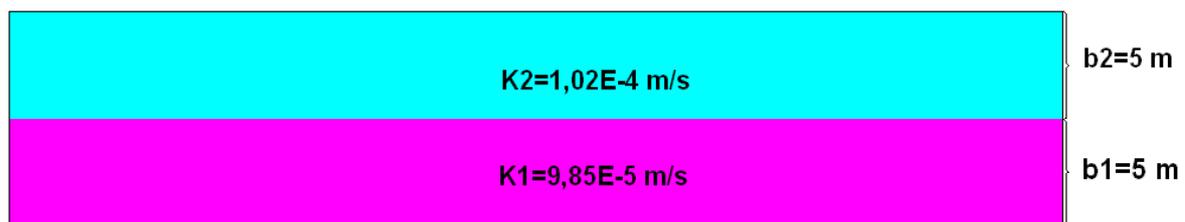
**Tableau 6.3 Paramètres géométriques et hydrodynamiques des modèles stratifiés avec variation de courbe de teneur en eau des MODi-B**

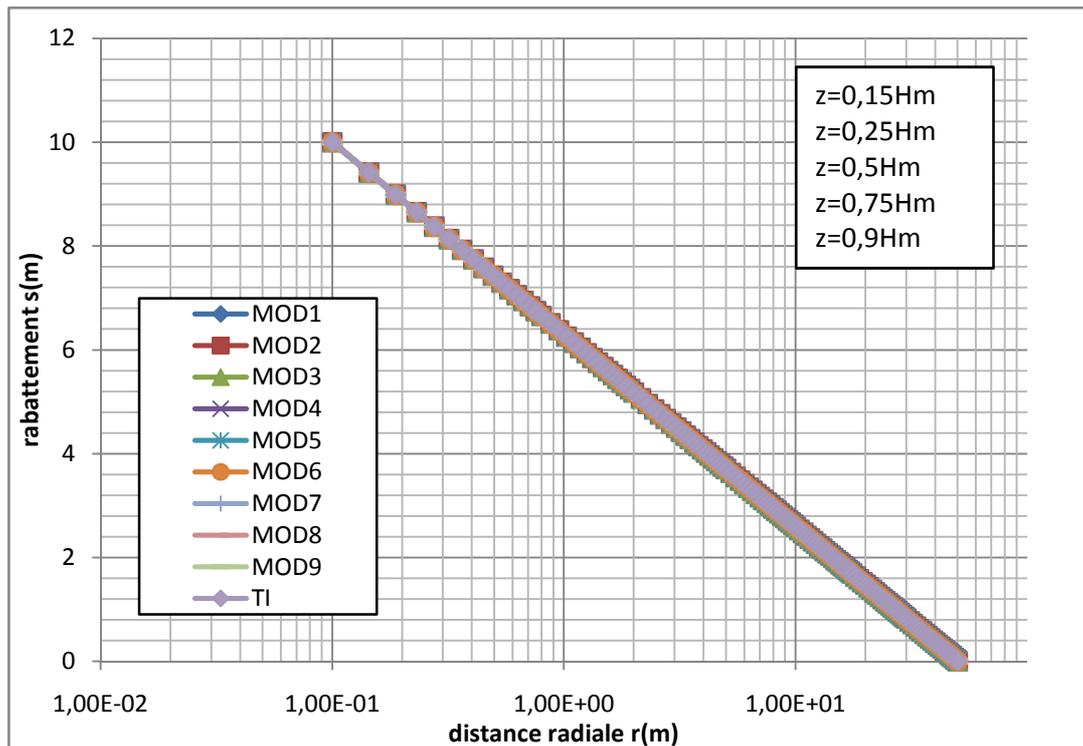
#	$b_i(m)$	$K_i(m^2/s)$ ( $10^{-4}$ )	$K_i \cdot b_i$ ( $10^{-4}$ )	Avec variation de $m_w$		
				$m_w$	$S_i(10^{-4})$	$q_i$ ( $m^3/s/ml$ )
MOD1-B	4	85	3,40	1,25	4,905	6,4287
	6	1,1	6,60	80	4,905	9,6643
MOD3-B	3	60	1,80	1,67	4,905	4,8048
	3	1,4	4,20	1,67	4,905	4,8562
	4	1,0	4,00	1,25	4,905	6,4321
MOD6-B	2	1,4	2,80	2,50	4,905	3,2159
	1	61	61	5,00	4,905	1,6355
	3	1,03	3,09	1,67	4,905	4,8070
	2	1,0	2,00	2,50	4,905	3,2244
	2	75	1,50	2,50	4,905	3,2102

**Tableau 6.4 : Paramètres géométriques et hydrodynamiques et valeurs des débits des modèles stratifiés MODi-A pour différentes épaisseurs**

b=5m		b=15m		b=20m	
bi	ki				
Modèle 1					
2	1.10E-04	5	1.19E-04	5	8.60E-05
1	8.00E-05	4	1.00E-04	4	8.00E-05
2	1.0000E-04	6	8.40E-05	4	1.20E-04
				7	1.10E-04
Modèle 2					
1	9.40E-05	4	9.00E-05	5	1.20E-04
1	1.10E-04	3	9.90E-05	4	9.2500E-05
1	1.10E-04	5	1.20E-04	6	8.00E-05
2	9.30E-05	3	8.10E-05	5	1.10E-04
Modèle 3					
2	1.20E-04	6	8.00E-05	5	1.080E-04
2	9.00E-05	3	1.00E-04	8	9.675E-05
1	8.00E-05	6	1.20E-04	7	9.800E-05
Modèle 4					
2	9.00E-05	3	1.00E-04	8	9.00E-05
1	8.00E-05	6	1.20E-04	4	8.00E-05
2	1.20E-04	6	8.00E-05	8	1.20E-04
Modèle 5					
2	8.50E-05	5	1.19E-04	8	8.50E-05
3	1.10E-04	6	8.40E-05	12	1.10E-04
		4	1.00E-04		
Modèle 6					
1	8.00E-05	6	1.20E-04	4	8.00E-05
2	1.0000E-04	6	8.00E-05	8	1.0000E-04
2	1.10E-04	3	1.00E-04	8	1.10E-04

**Modèle 1 :****Modèle 2 :****Modèle 3 :****Modèle 4 :****Modèle 5 :**

**Modèle 6 :****Modèle 7 :****Modèle 8 :****Modèle 9 :****Figure 6.1 : Schémas représentatifs des modèles stratifiés**



**Figure 6.2 : Distributions des rabattements en fonction de la distance radiale  $s$  vs  $\log r$  pour les 9 modèles stratifiés aux différentes élévations  $z=0,15Hm$ ,  $z=0,25Hm$ ,  $z=0,5Hm$ ,  $z=0,75Hm$ ,  $z=0,9Hm$  en régime permanent .**

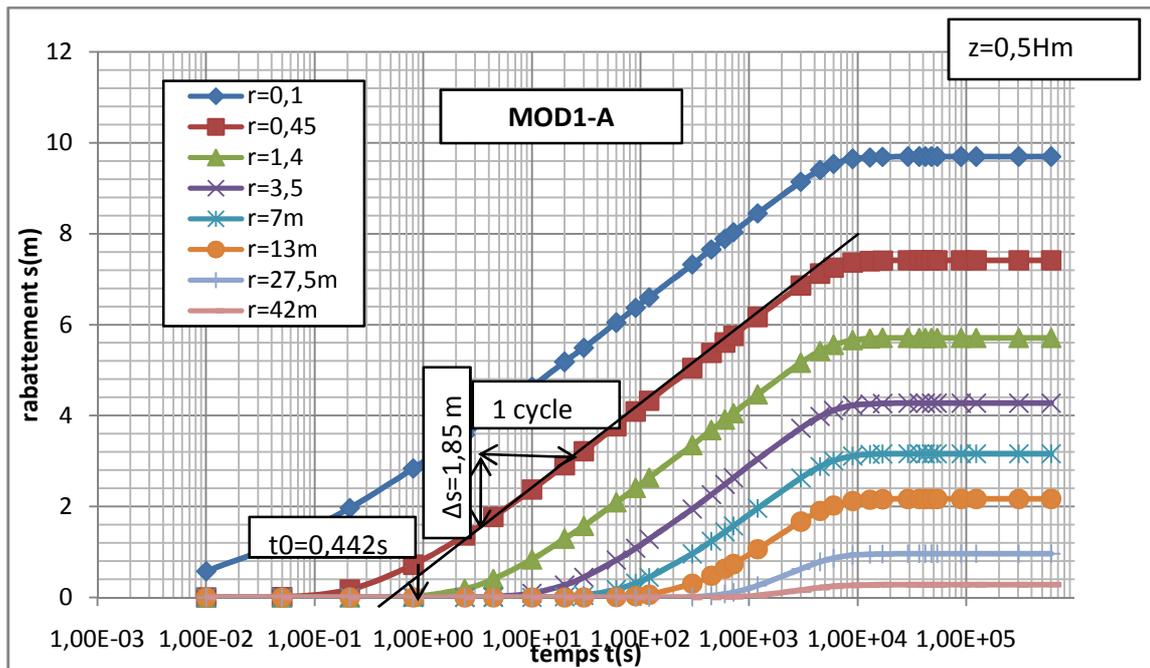


Figure 6.3 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 1

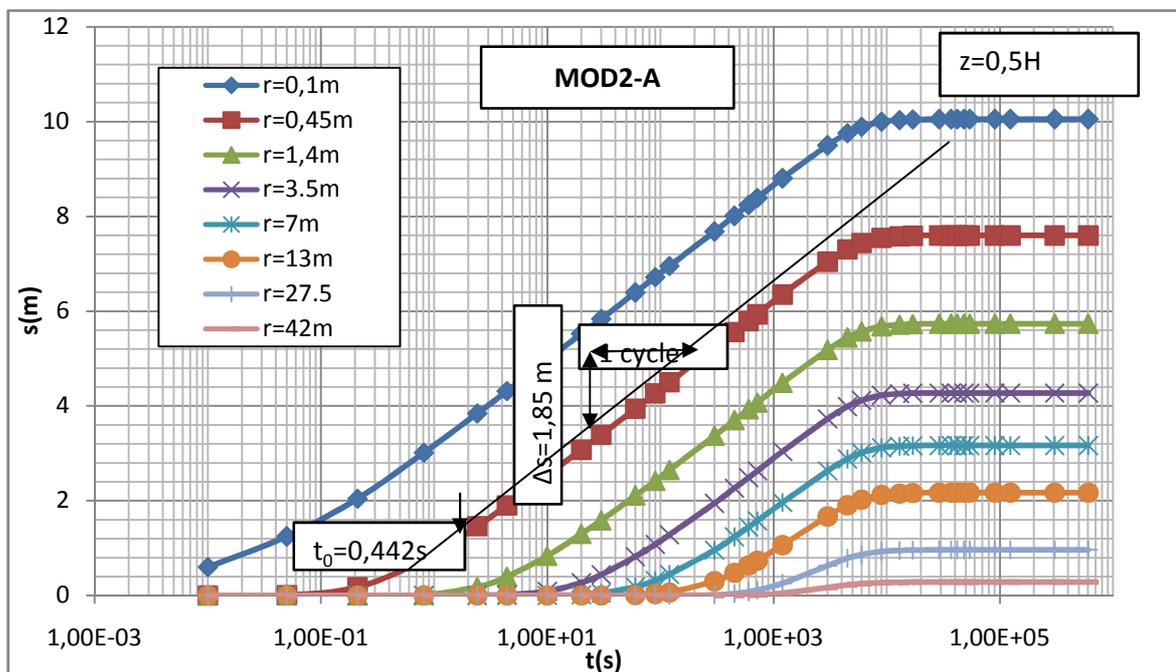


Figure 6.4 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 2

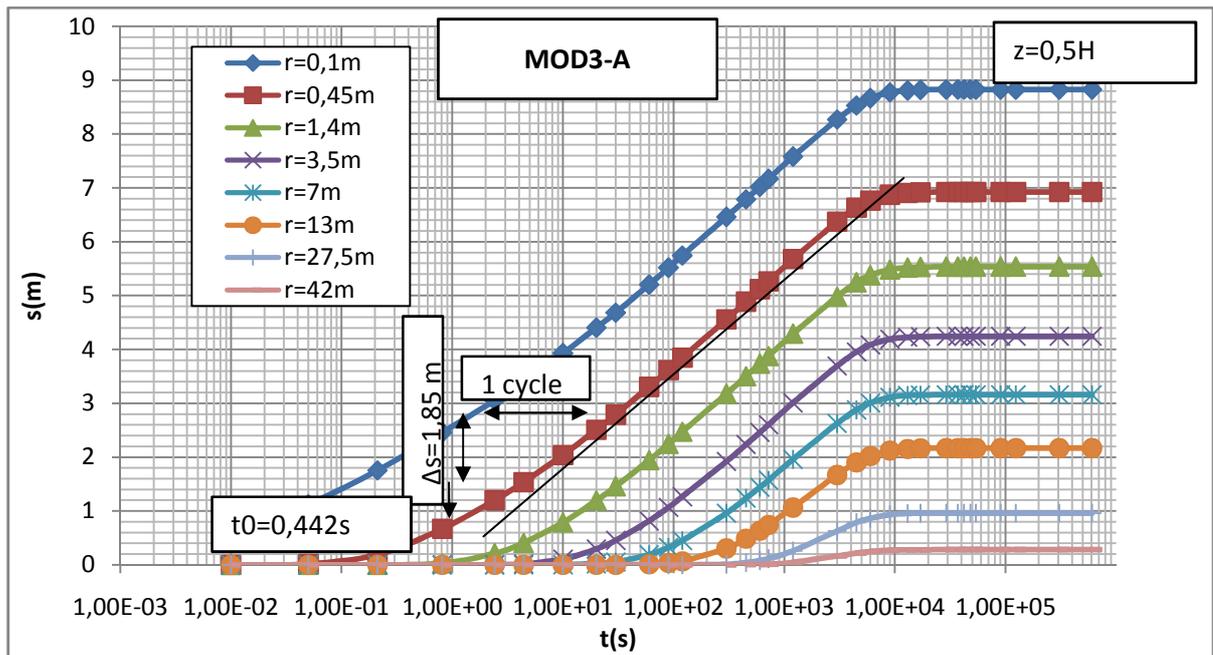


Figure 6.5 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 3

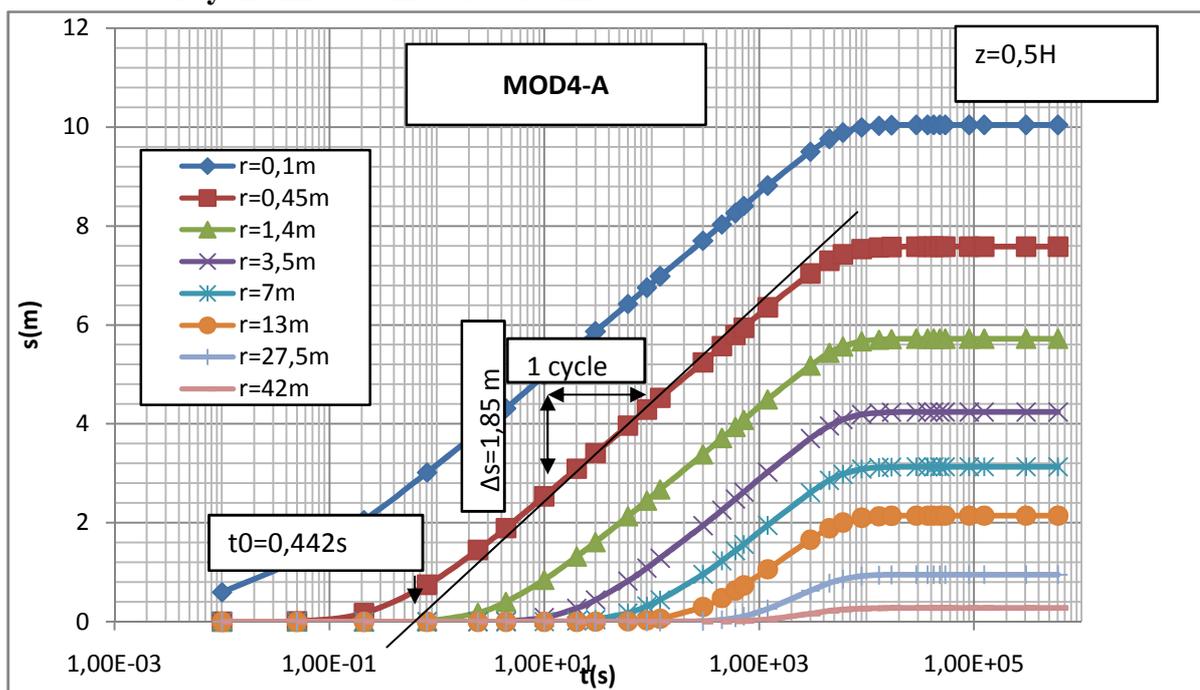


Figure 6.6 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 4

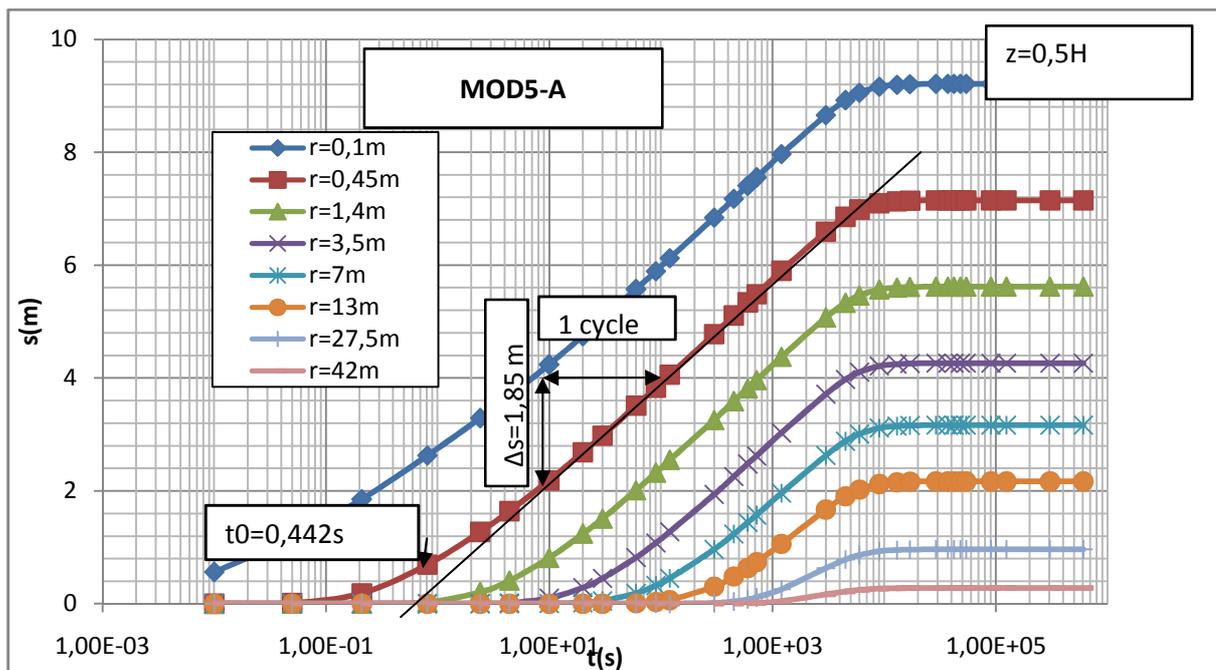


Figure 6.7 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 5

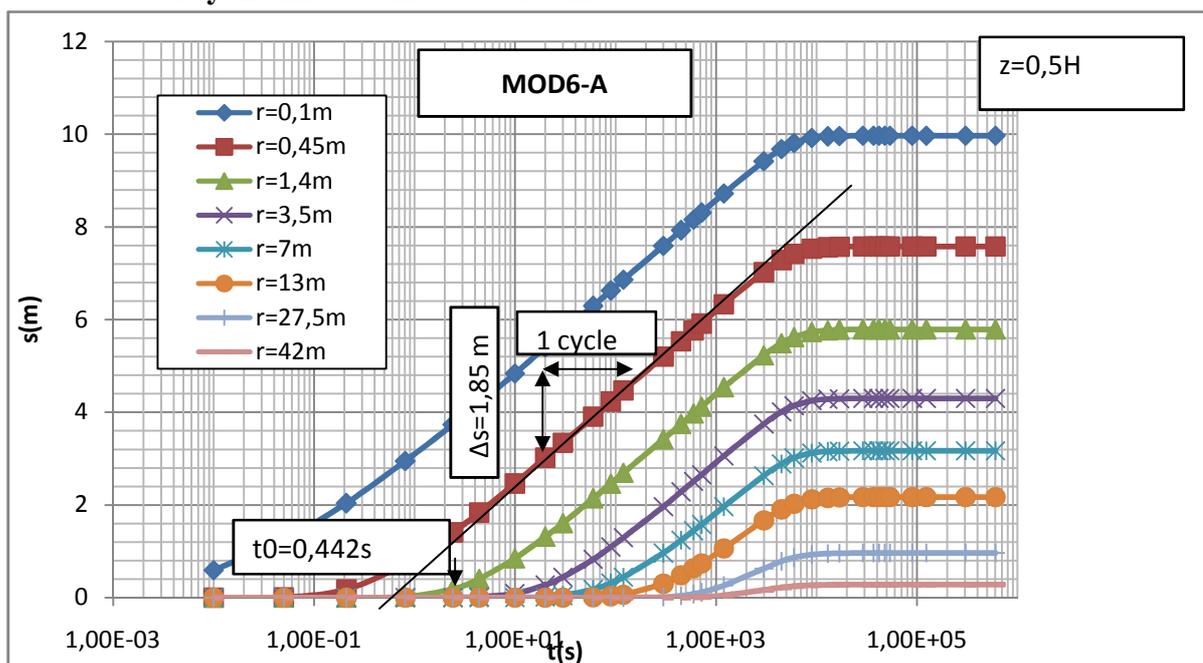


Figure 6.8 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 6

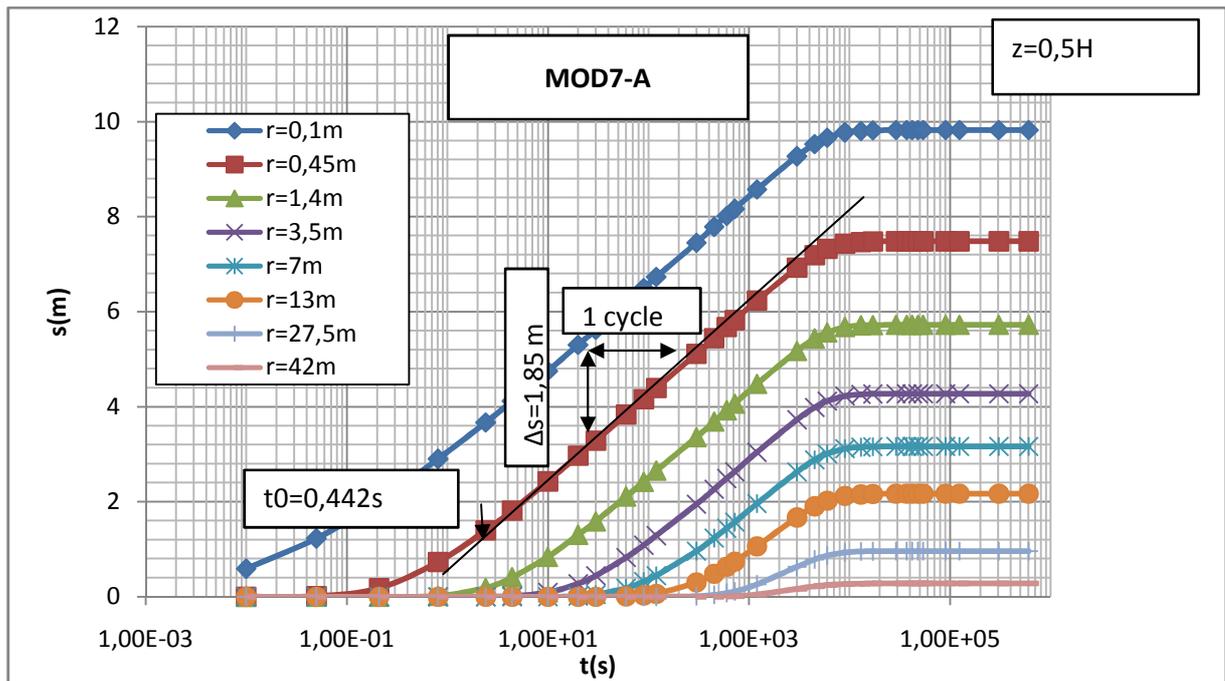


Figure 6.9 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 7

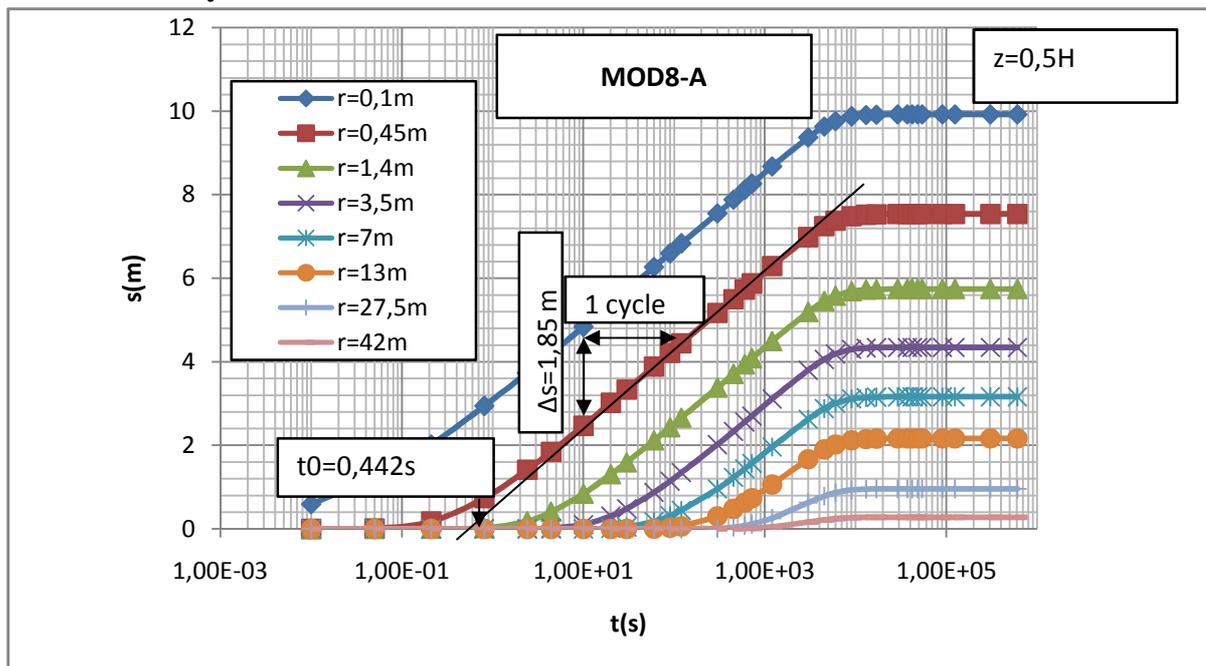


Figure 6.10 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5Hm$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 8

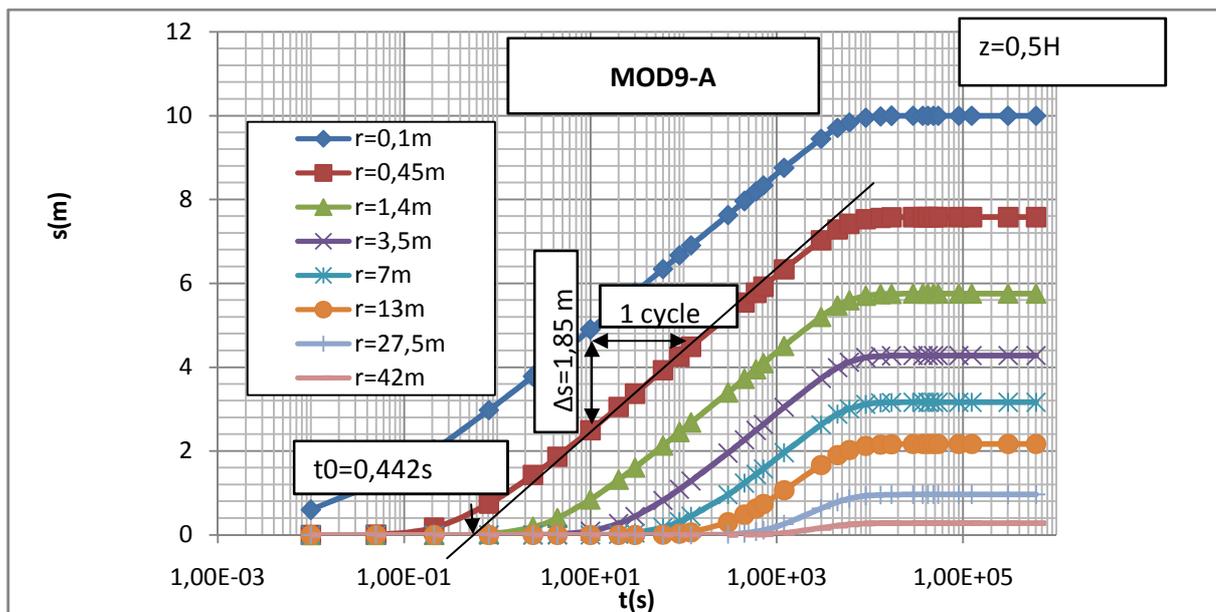


Figure 6.11 : Représentation de Cooper Jacob à une élévation de  $z=0,5H$ , à des rayons fixés du modèle stratifié 9

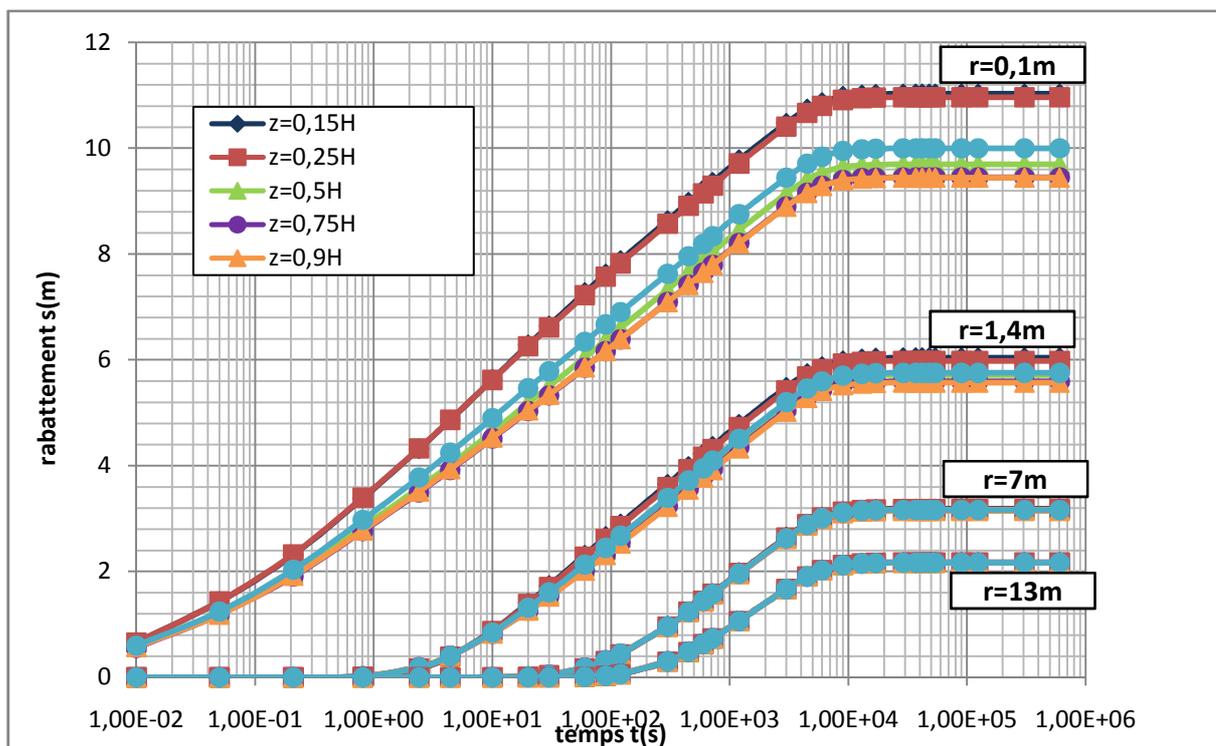


Figure 6.12 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD1-A

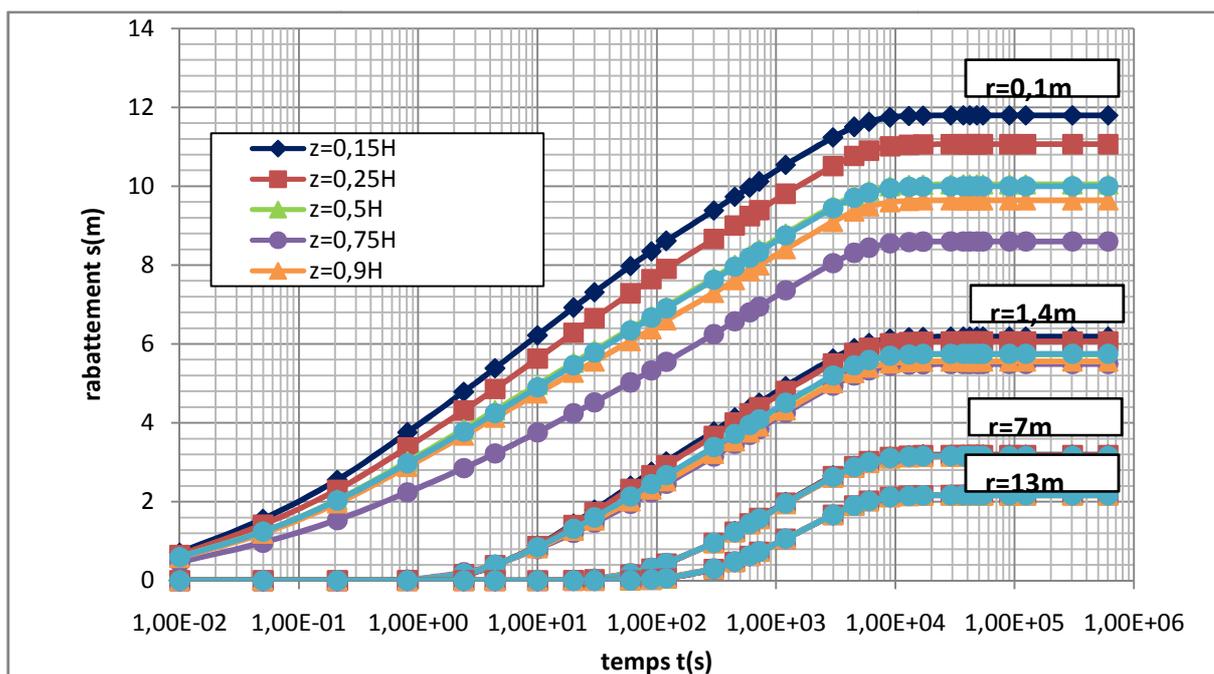


Figure 6.13 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD2-A

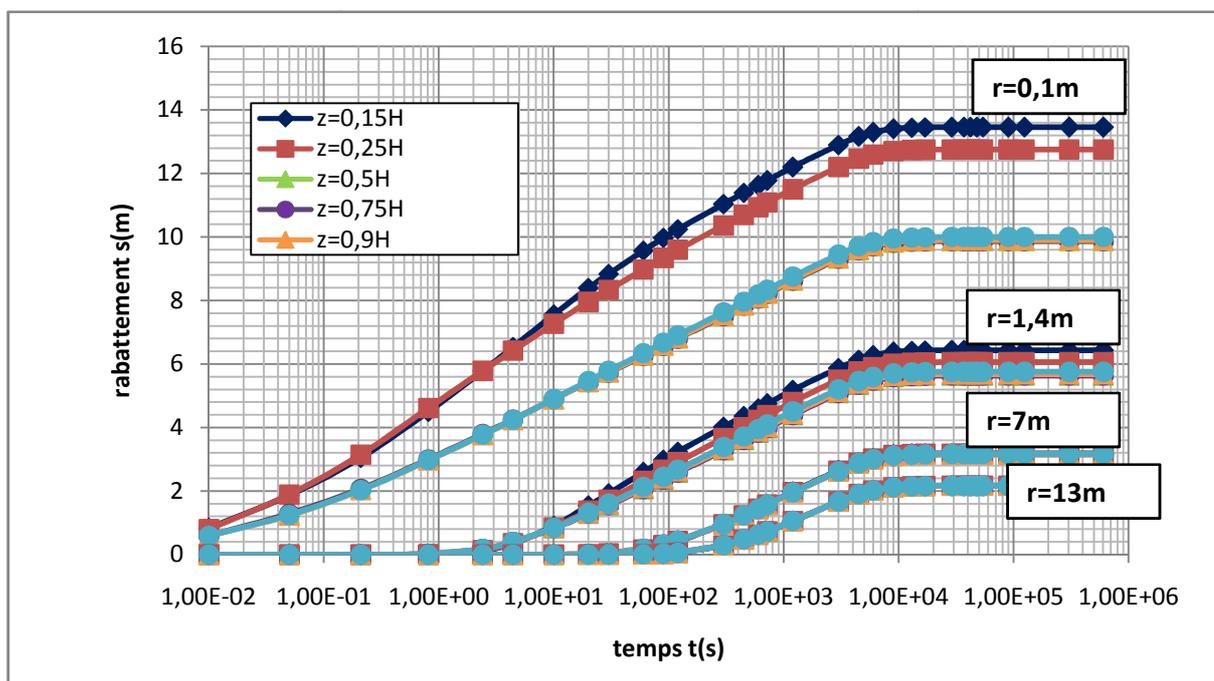


Figure 6.14 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD3-A

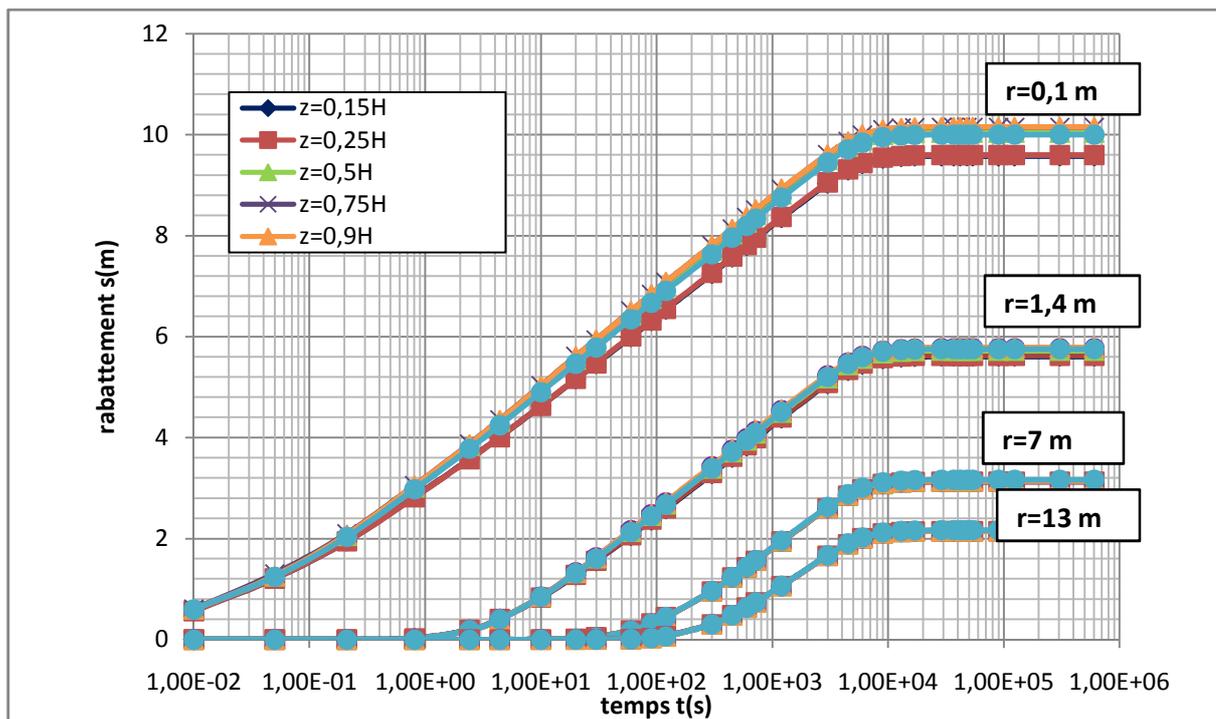


Figure 6.15 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD4-A

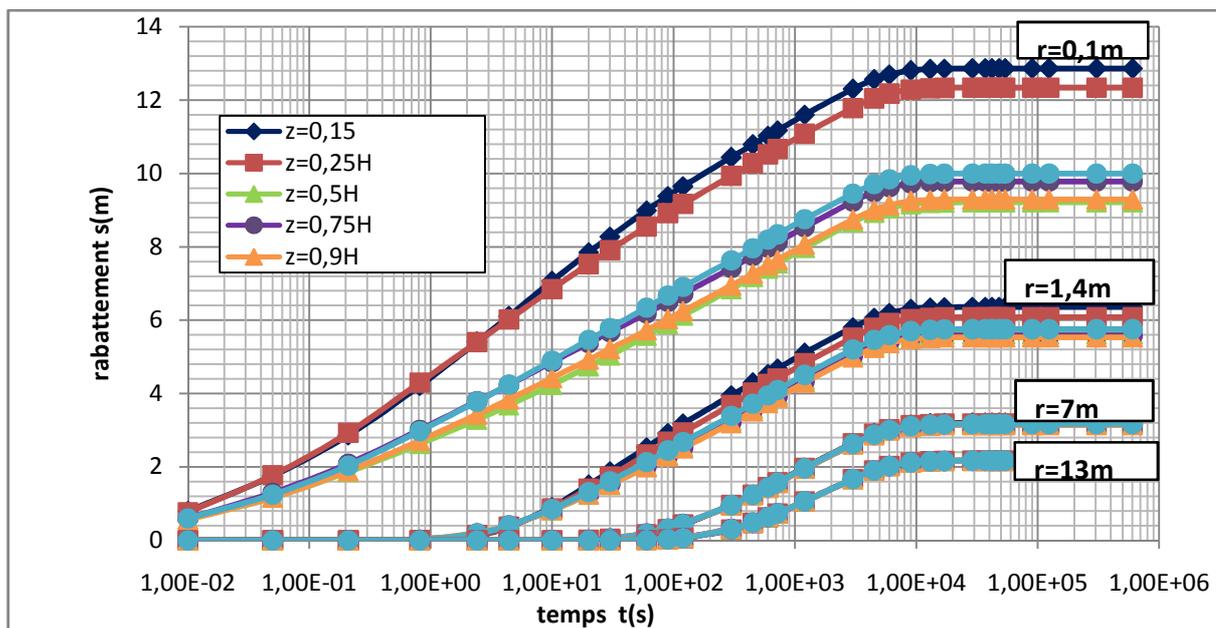


Figure 6.16 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD5-A

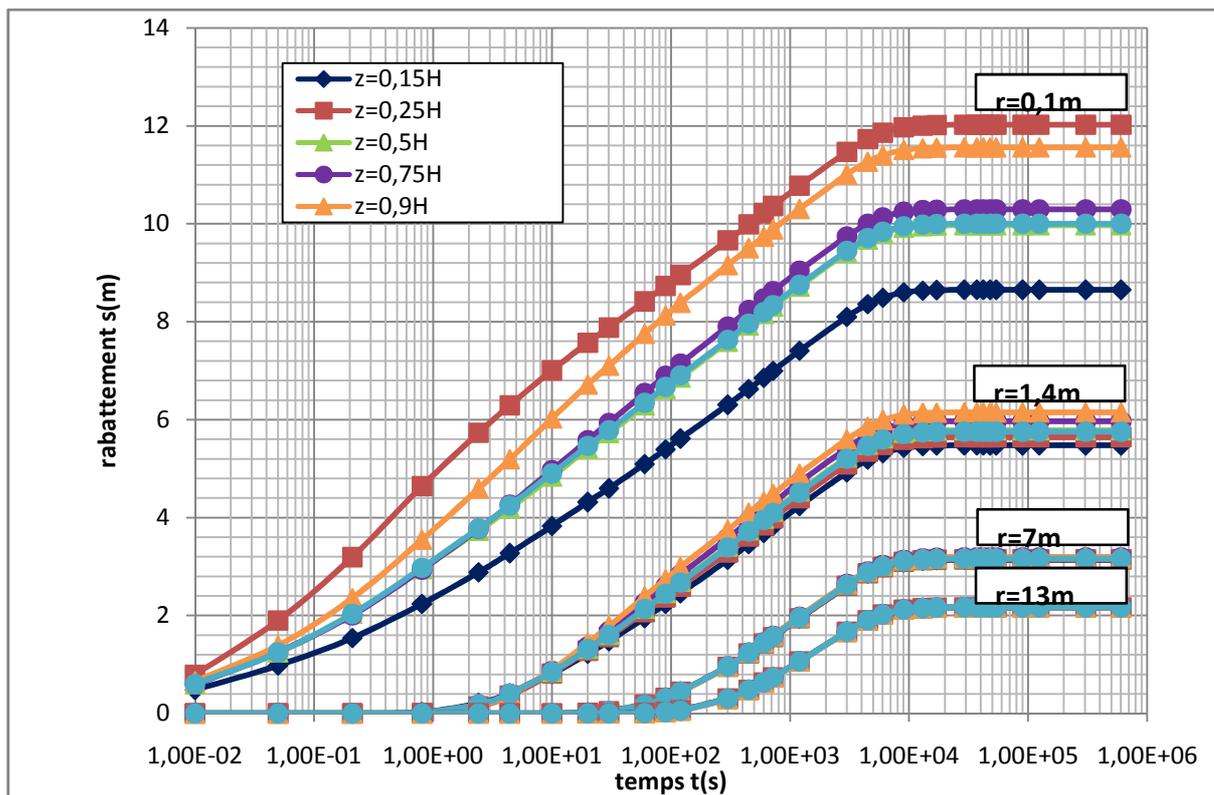


Figure 6.17 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD6-A

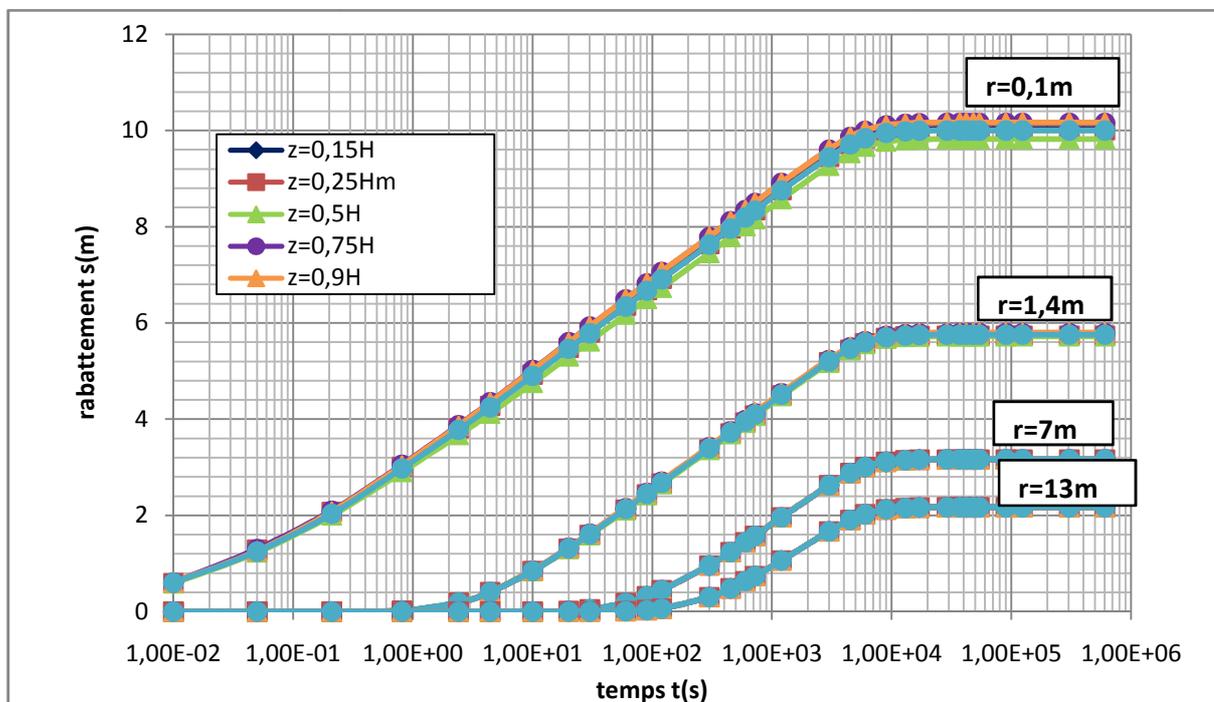


Figure 6.18 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD7-A

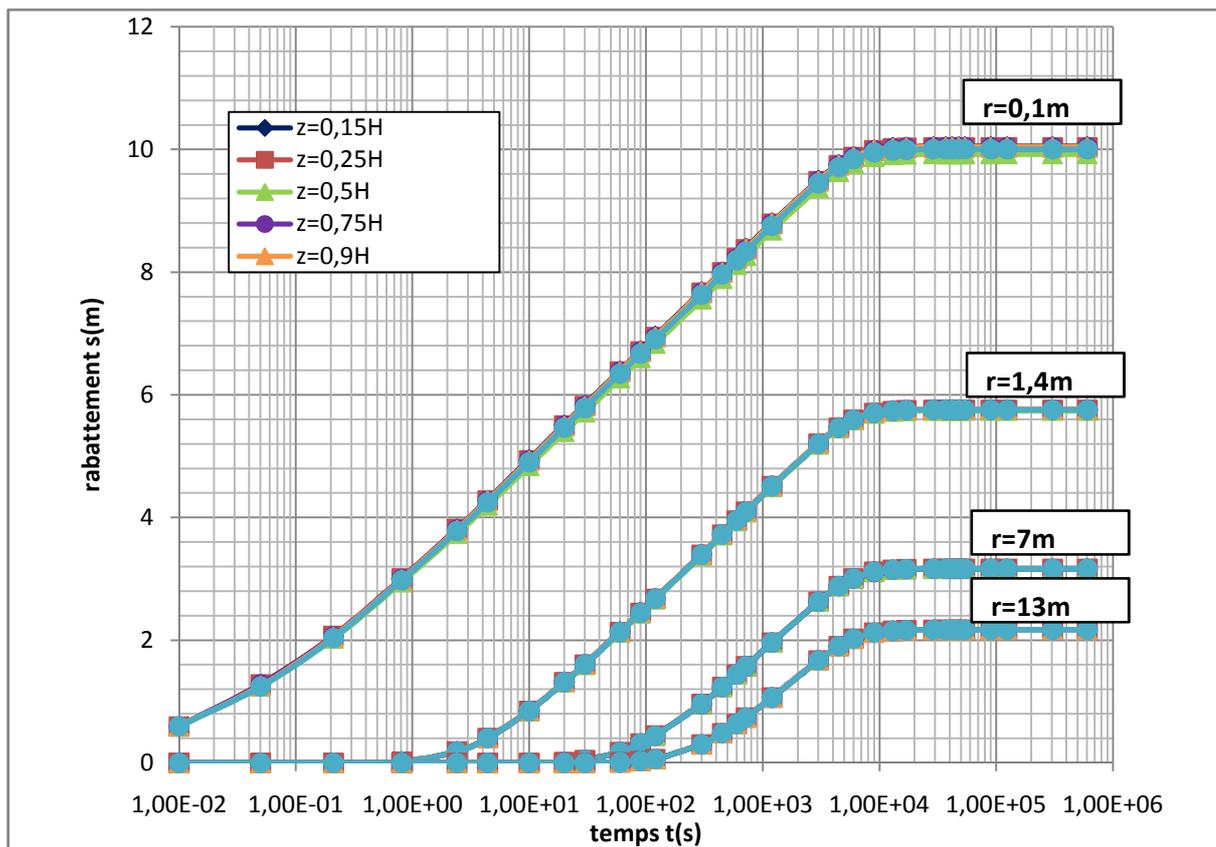


Figure 6.19 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD8-A

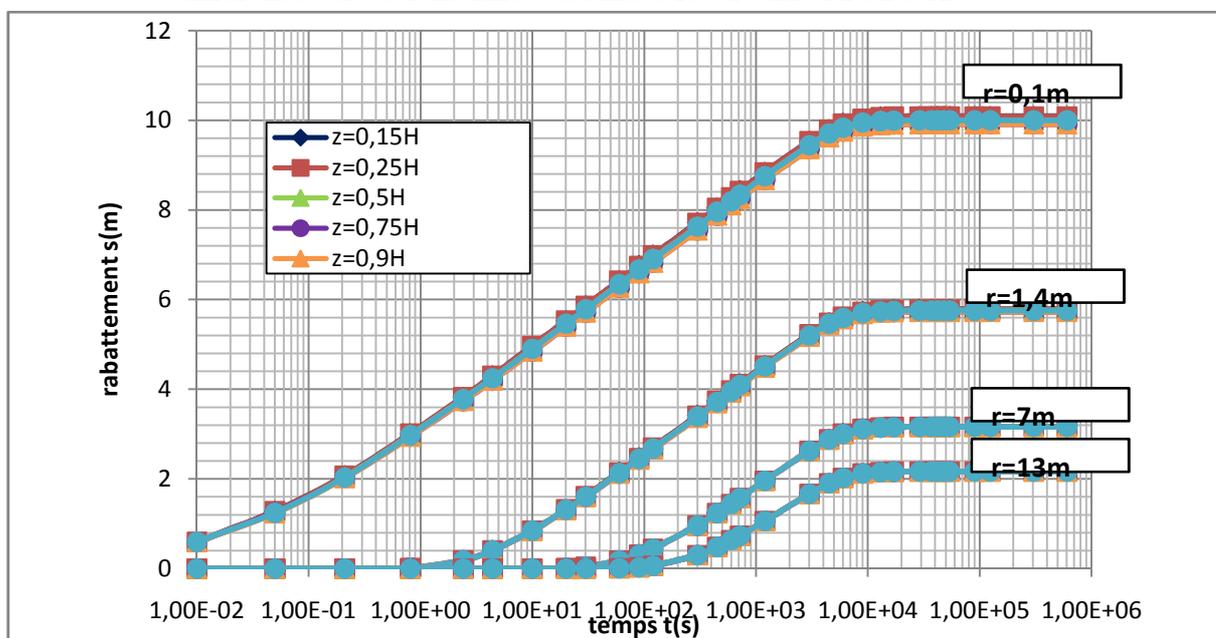


Figure 6.20 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD9-A

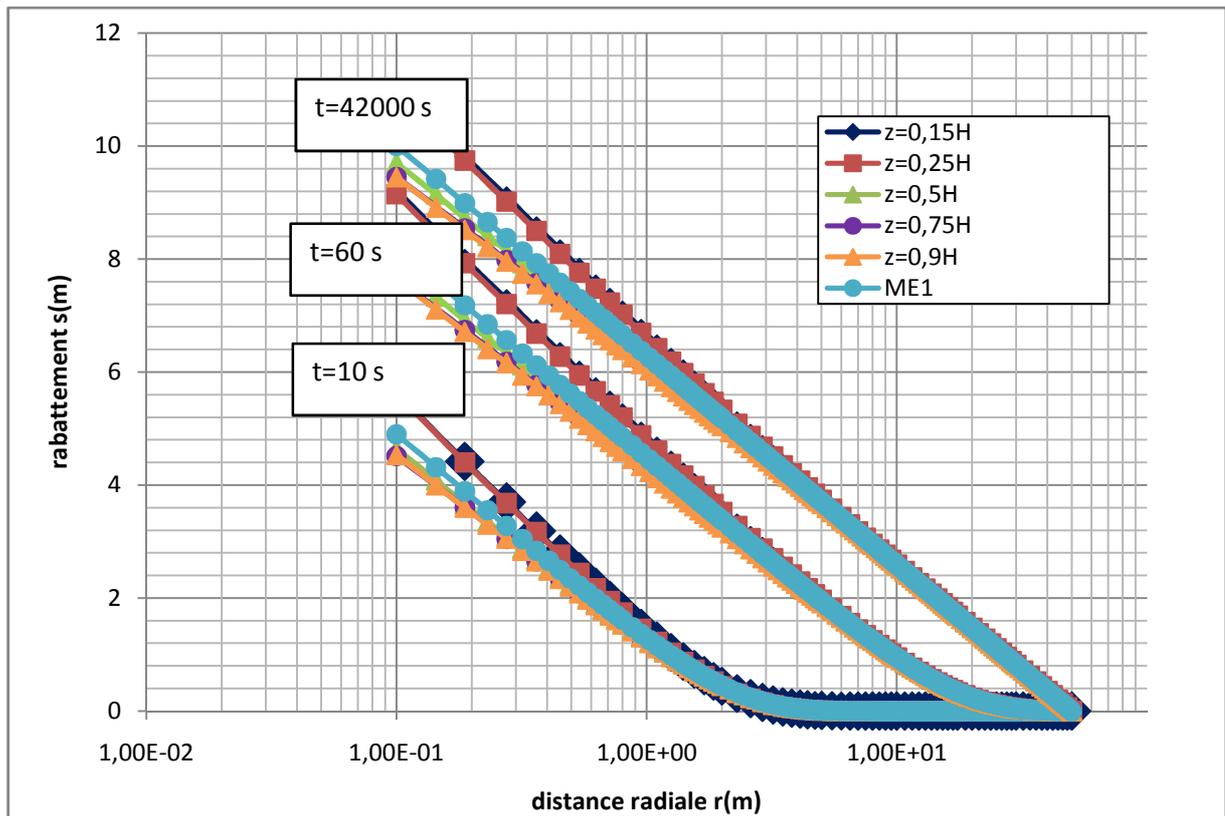


Figure 6.21 : Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD1-A

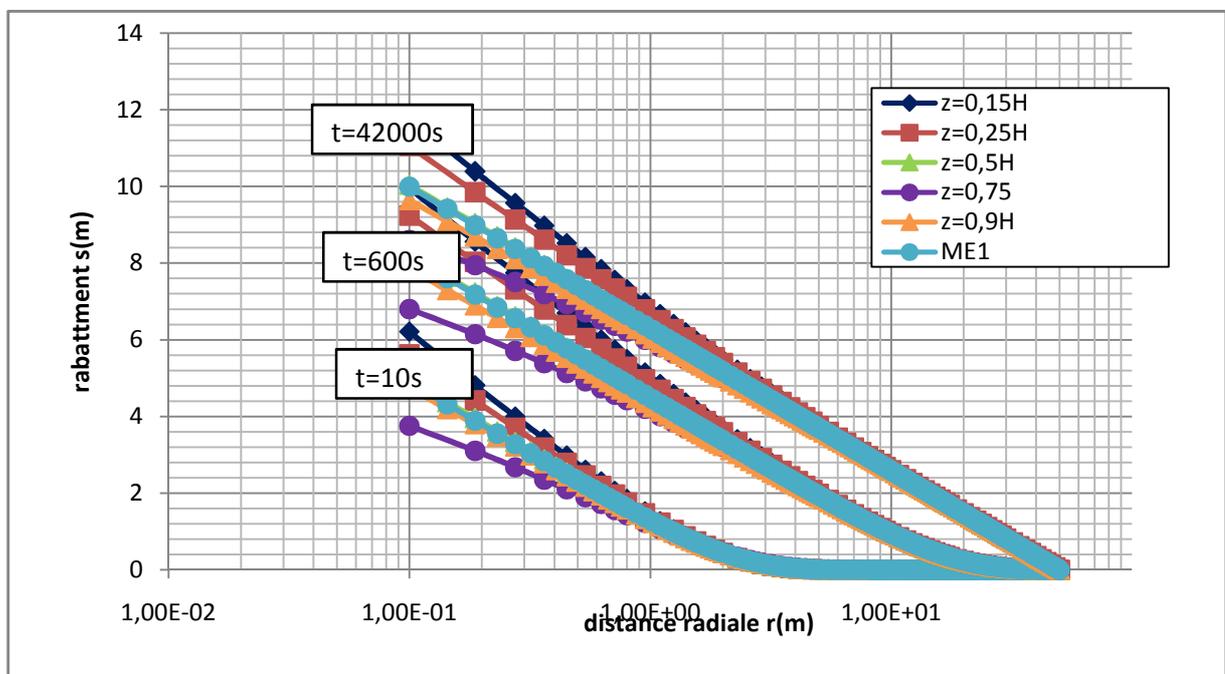


Figure 6.22: Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD2-A

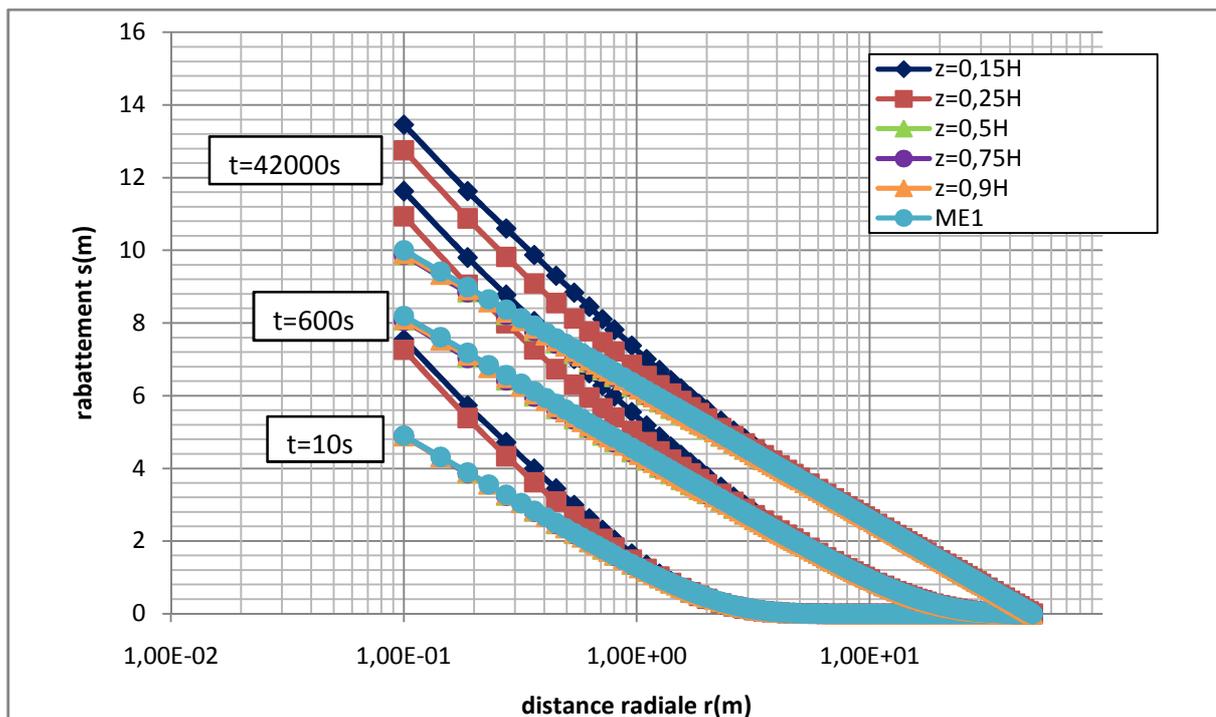


Figure 6.23 : Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD3-A

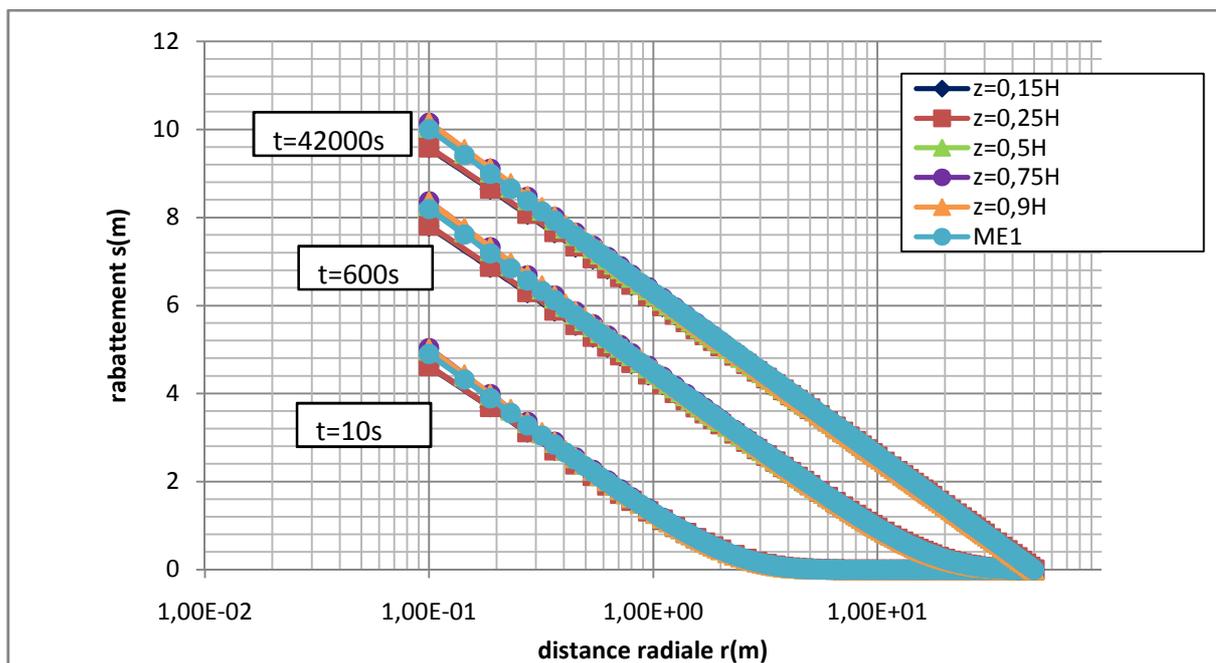


Figure 6.24 : Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD4-A

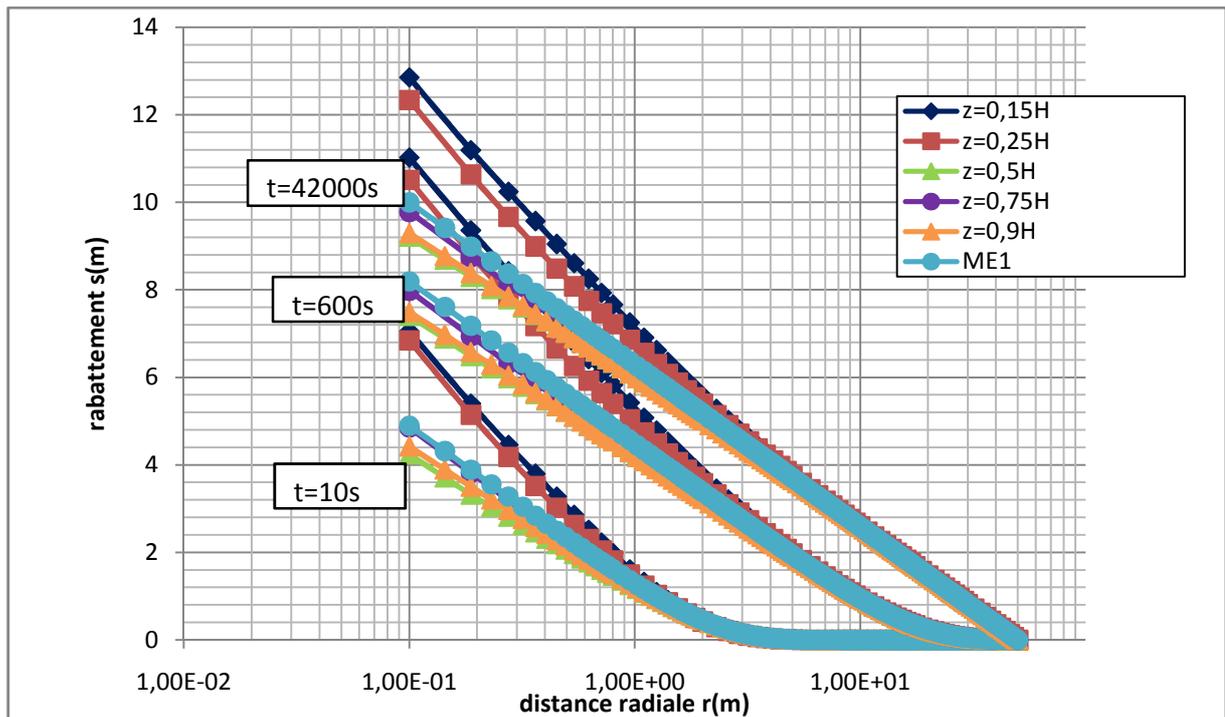


Figure 6.25 : Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD5-A

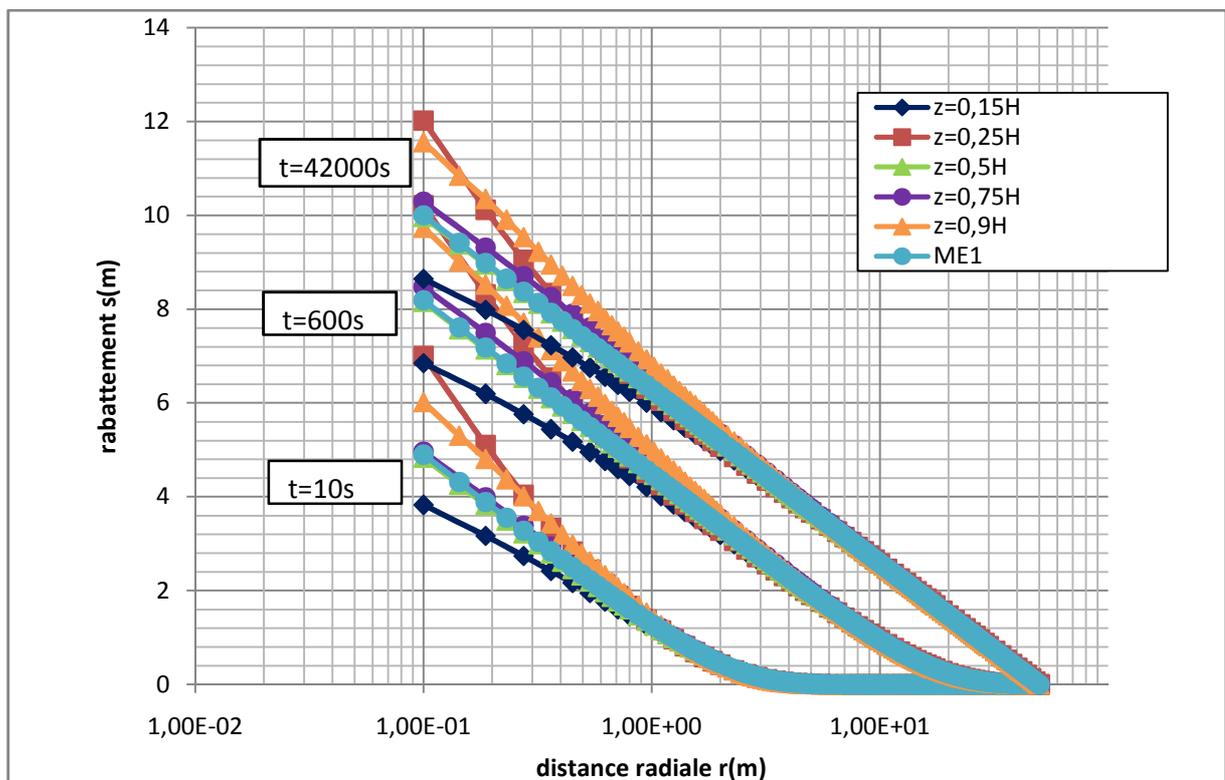


Figure 6.26 : Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD6-A

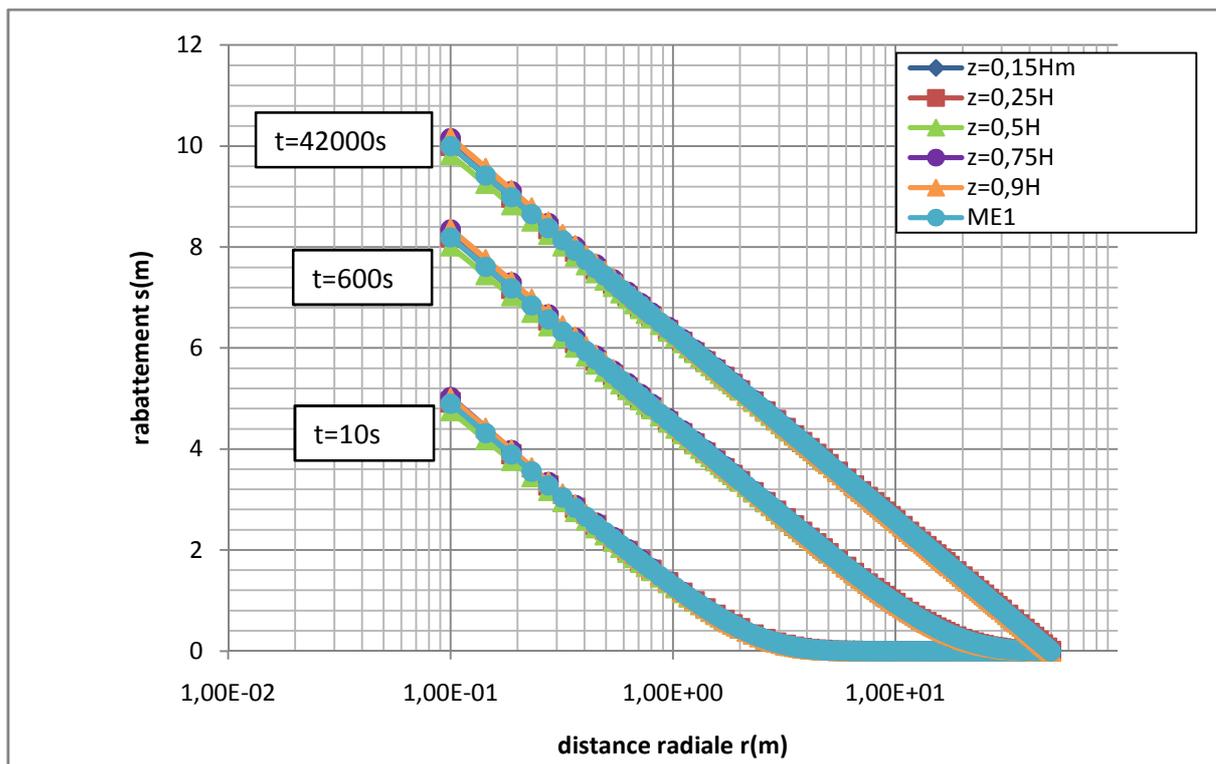


Figure 6.27 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD7-A

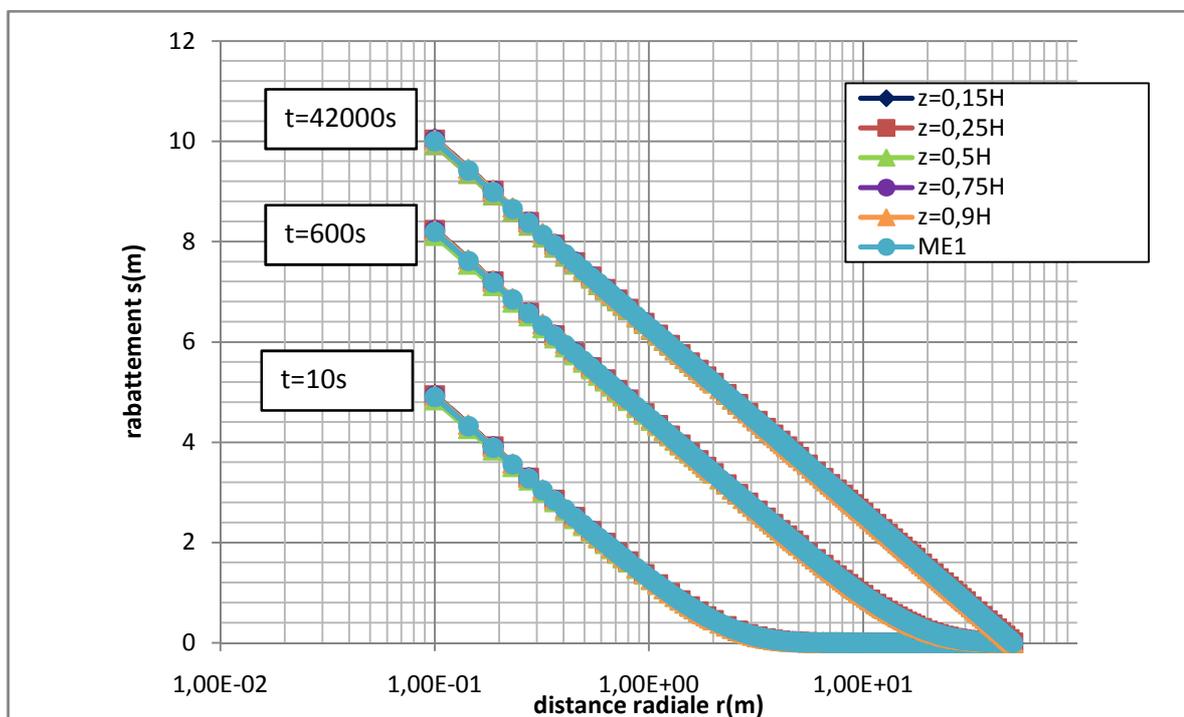
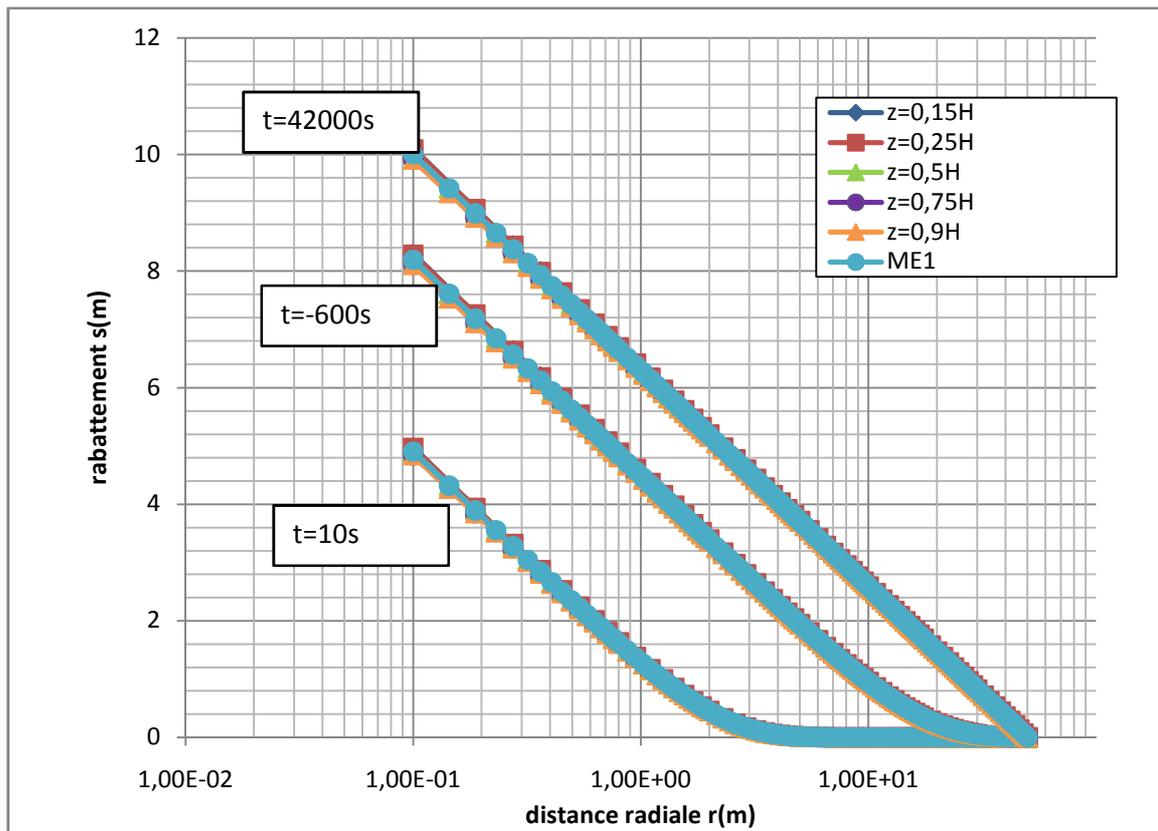
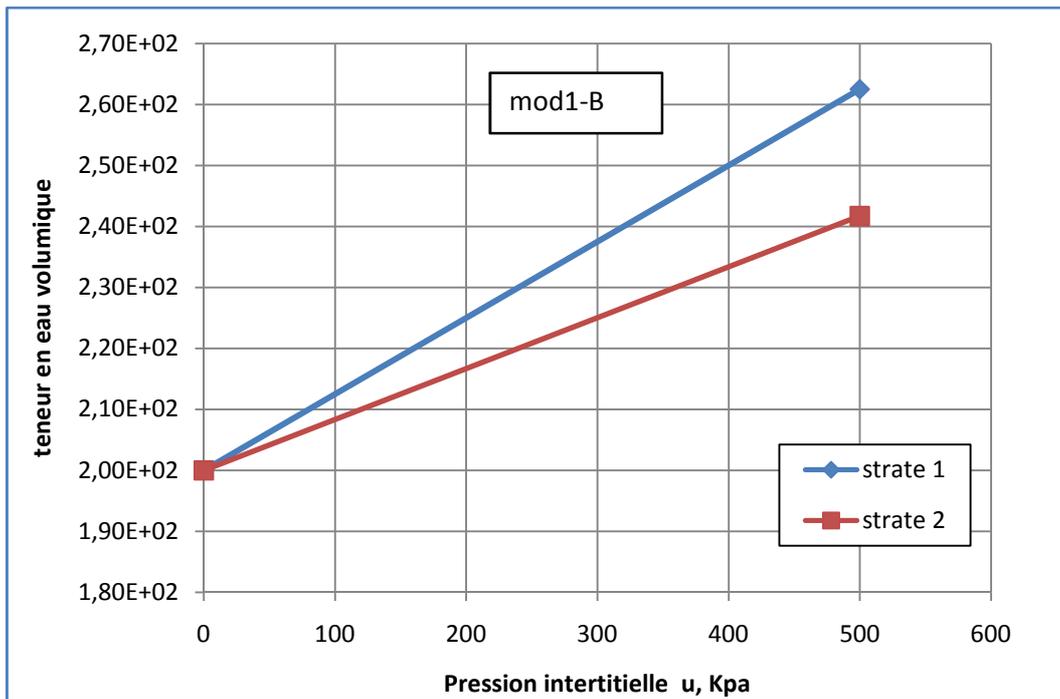


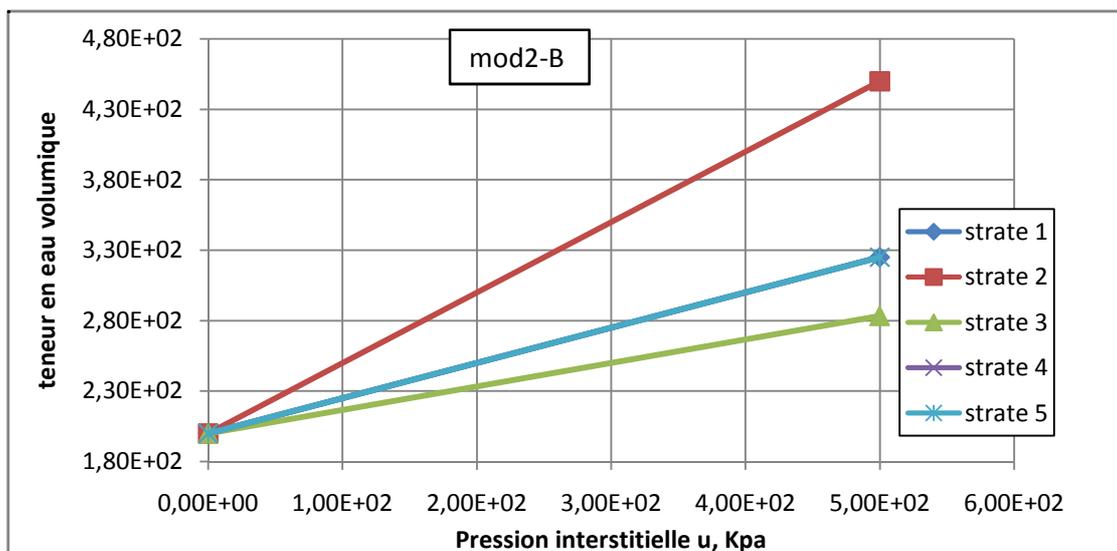
Figure 6.28 : Représentation de Cooper Jacob pour différents rayons  $r$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD8-A



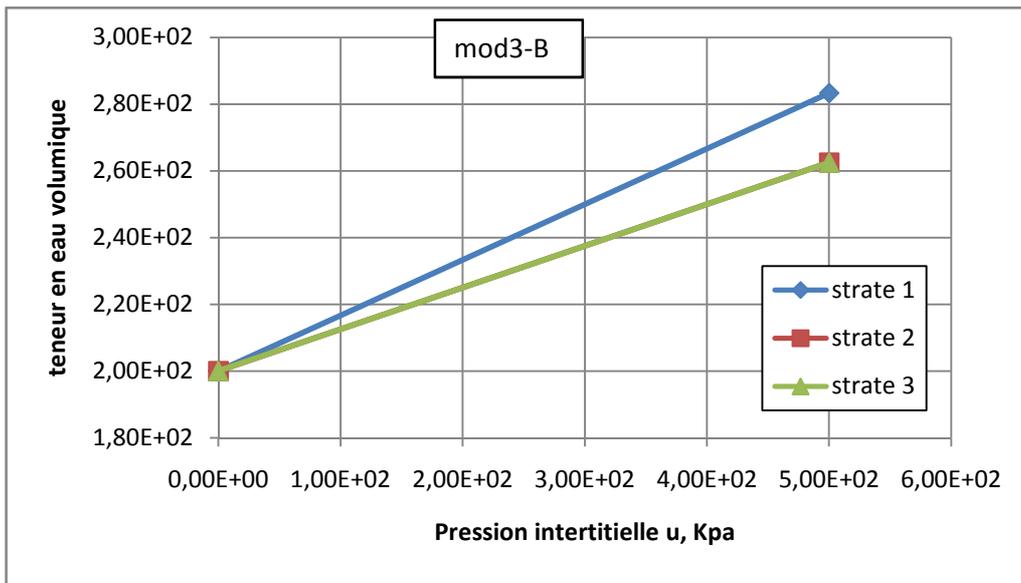
**Figure 6.29: Représentation de Cooper Jacob pour différents temps  $t$  et à différentes élévations fixées du modèle stratifié MOD9-A**



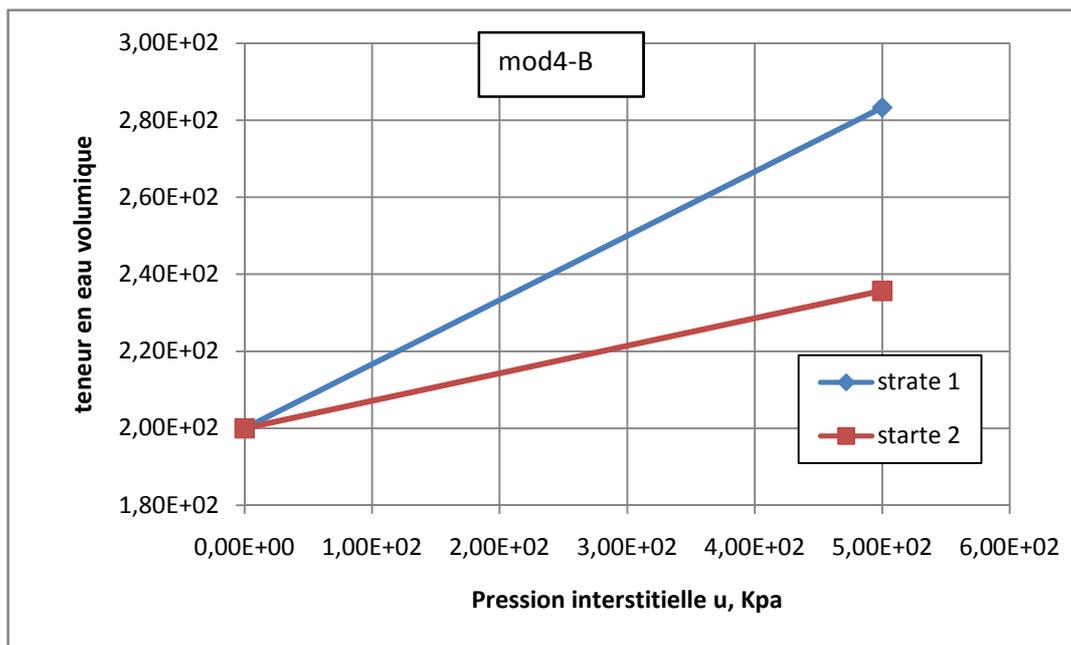
**Figure 6.30: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD1-B**



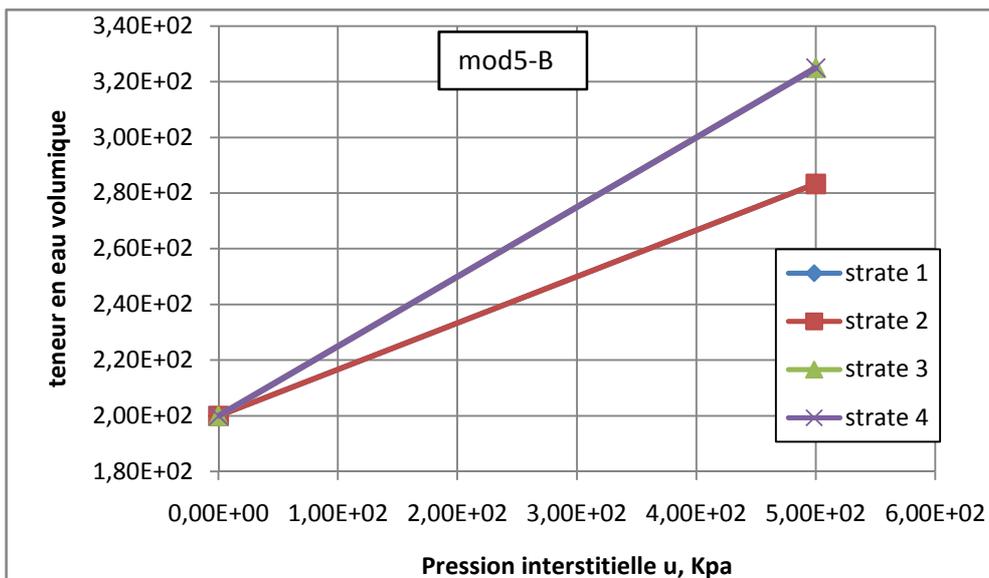
**Figure 6.31: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD2-B**



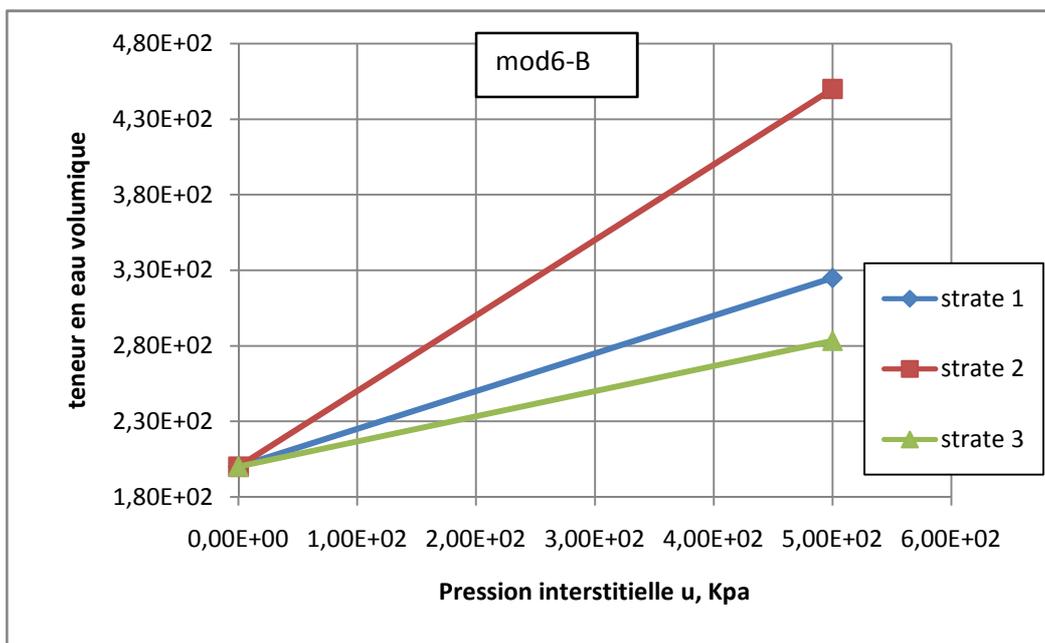
**Figure 6.32: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD3-B**



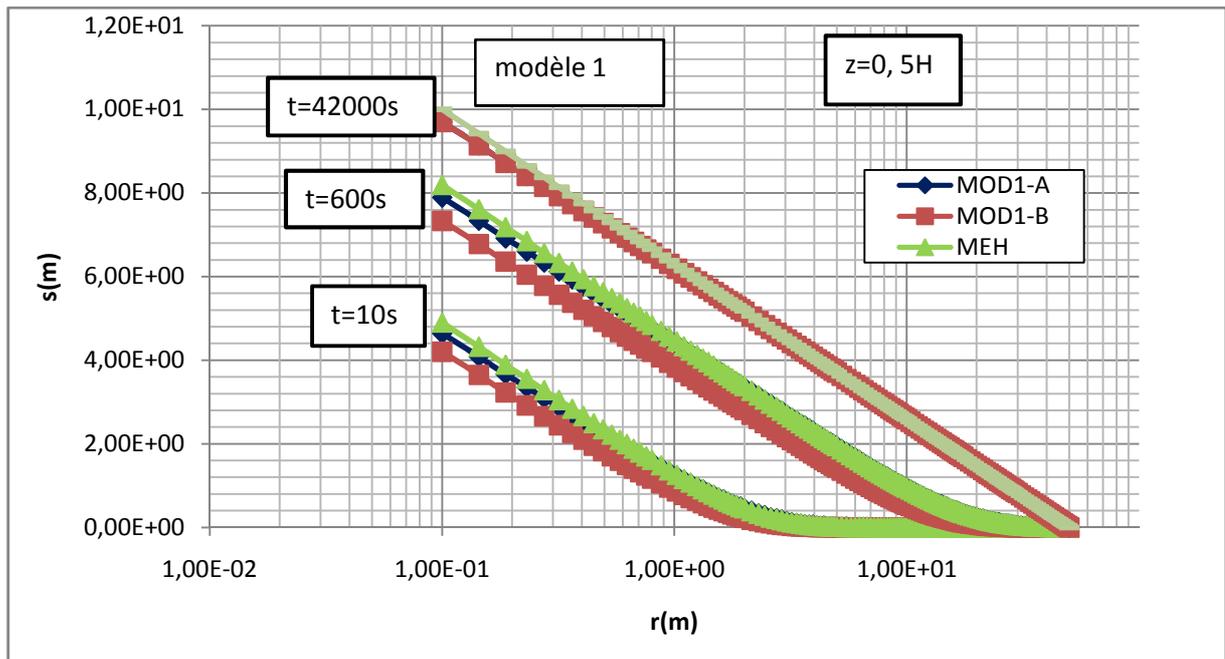
**Figure 6.33: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD4-B**



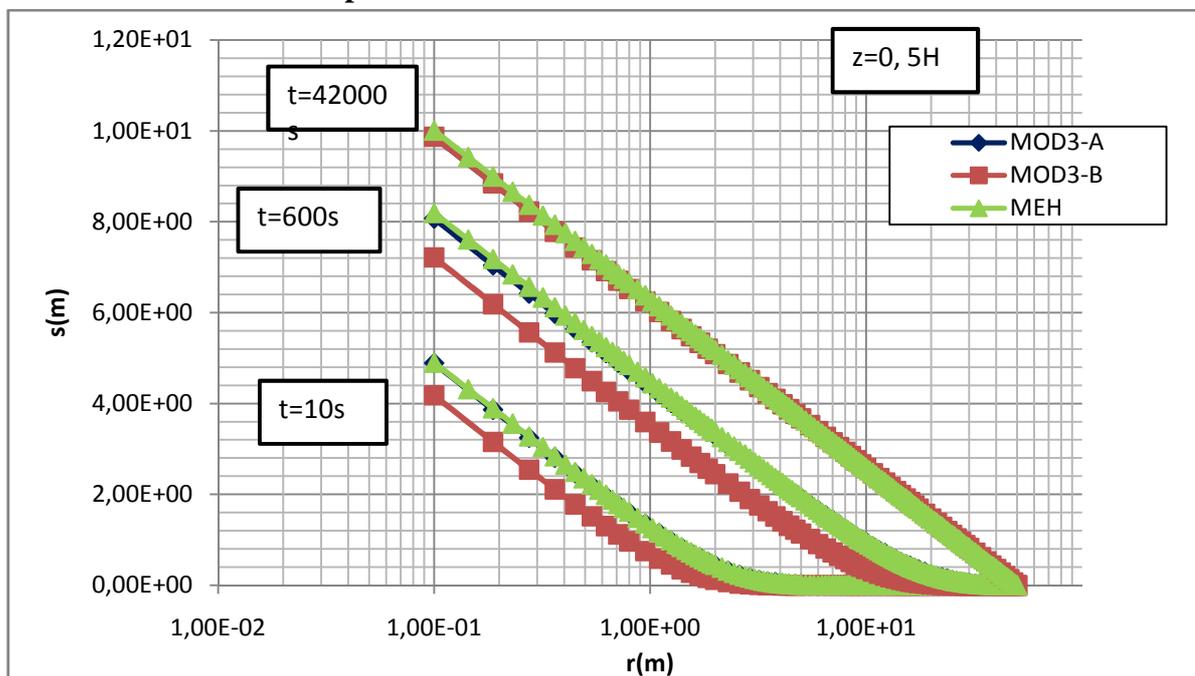
**Figure 6.34: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD1-B**



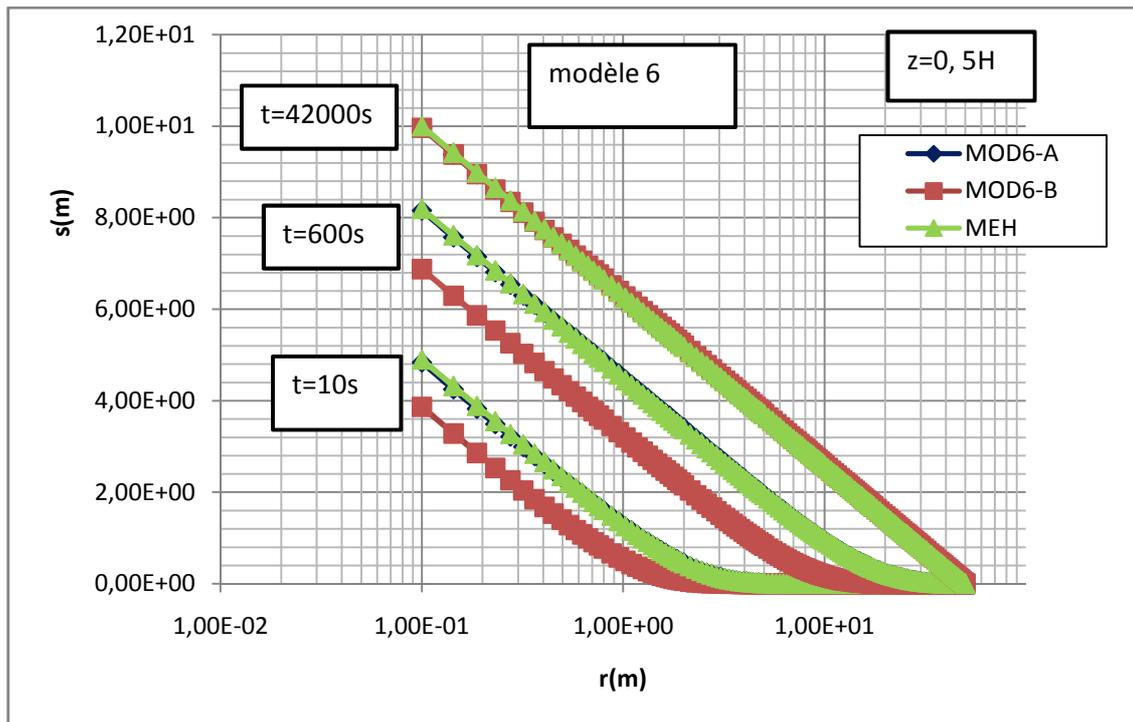
**Figure 6.35: Variation de teneur en eau volumique pour chaque strates du MOD1-B**



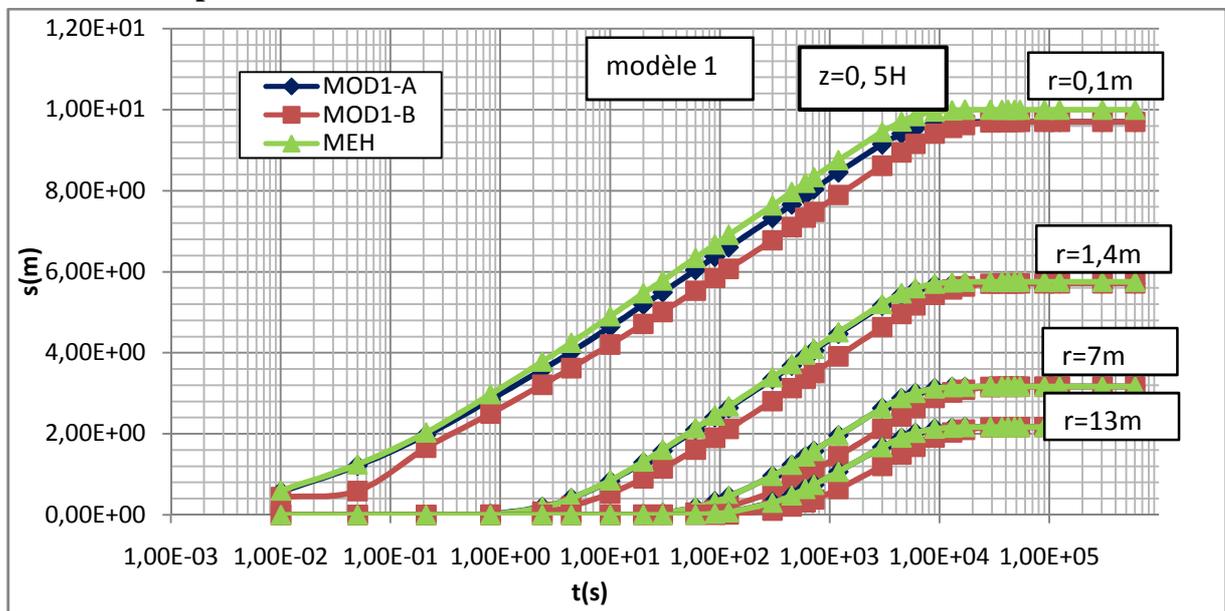
**Figure 6.36 :** Variations du rabattement  $s$  en fonction de la distance radiale  $r$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux temps  $t=10s, t=600s$  et  $t=42000s$  pour le modèle stratifié 1 .



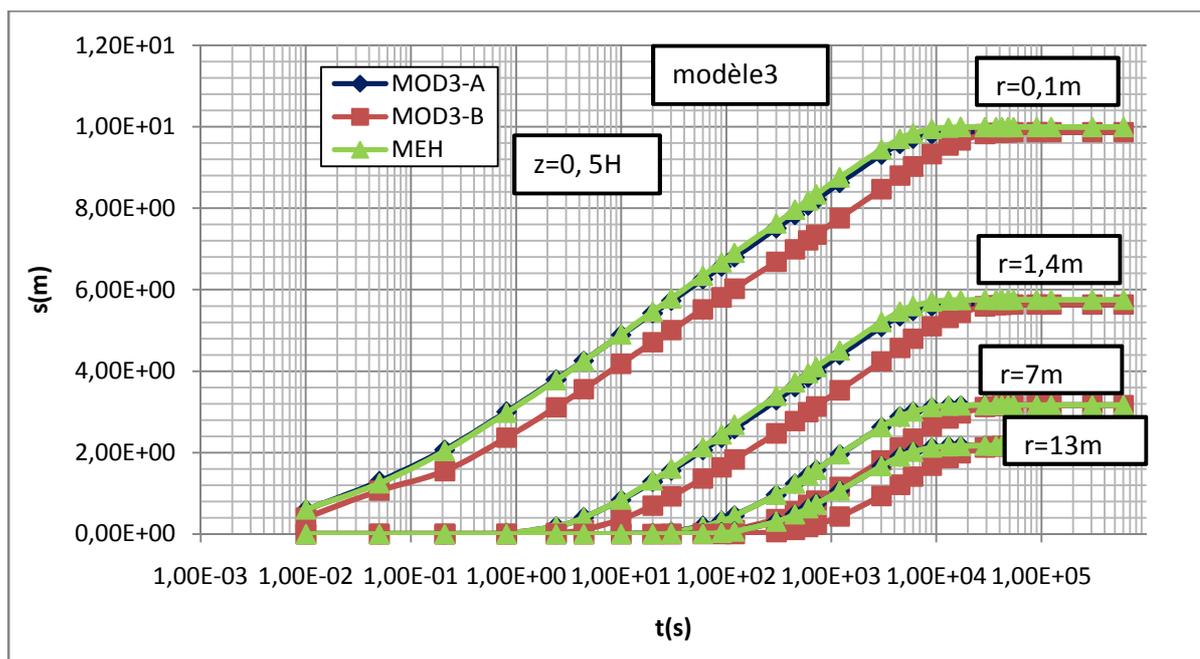
**Figure 6.37 :** Variations du rabattement  $s$  en fonction de la distance radiale  $r$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux temps  $t=10s, t=600s$  et  $t=42000s$  pour le modèle stratifié 3



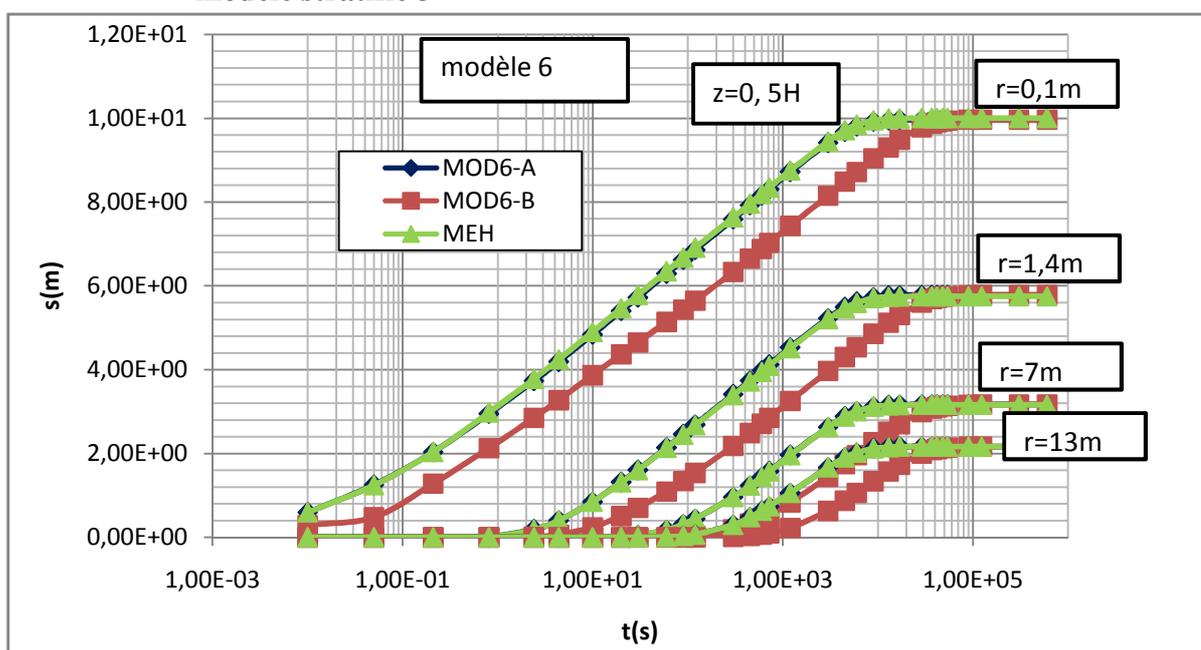
**Figure 6.38:** Variations du rabattement  $s$  en fonction de la distance radiale  $r$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux temps  $t=10s, t=600s$  et  $t=42000s$  pour le modèle stratifié 6



**Figure 6.39:** Variations du rabattement  $s$  en fonction du temps  $t$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux rayons  $r=0,1m, r=1,4m, r=7m$  et  $r=13m$  pour le modèle stratifié 1



**Figure 6.40 :** Variations du rabattement  $s$  en fonction du temps  $t$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux rayons  $r=0,1m$ ,  $r=1,4m$ ,  $r=7m$  et  $r=13m$  pour le modèle stratifié 3



**Figure 6.41 :** Variations du rabattement  $s$  en fonction du temps  $t$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{cst}$  aux rayons  $r=0,1m$ ,  $r=1,4m$ ,  $r=7m$  et  $r=13m$  pour le modèle stratifié 6

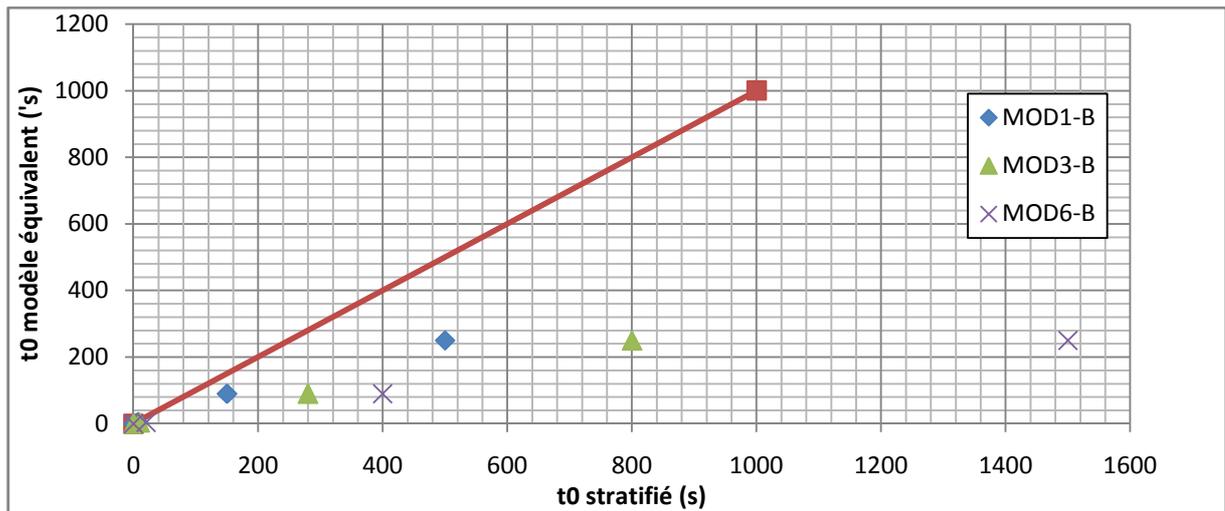


Figure 6.42 : Variations de l'intercept  $t_0$  du modèle équivalent vs  $t_0$  modèle stratifié (MODi-B) des 3 modèles 1,3 et 6.

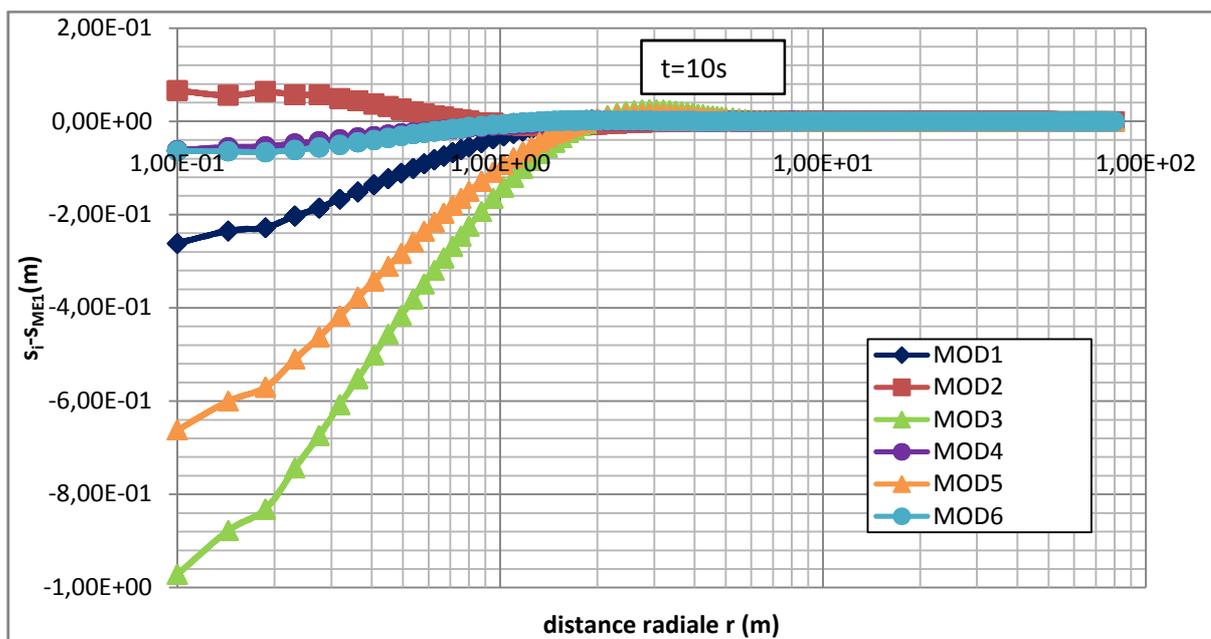


Figure 6.43 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $s_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère  $R$  à  $t=10s$  pour les 6 modèles stratifiés.

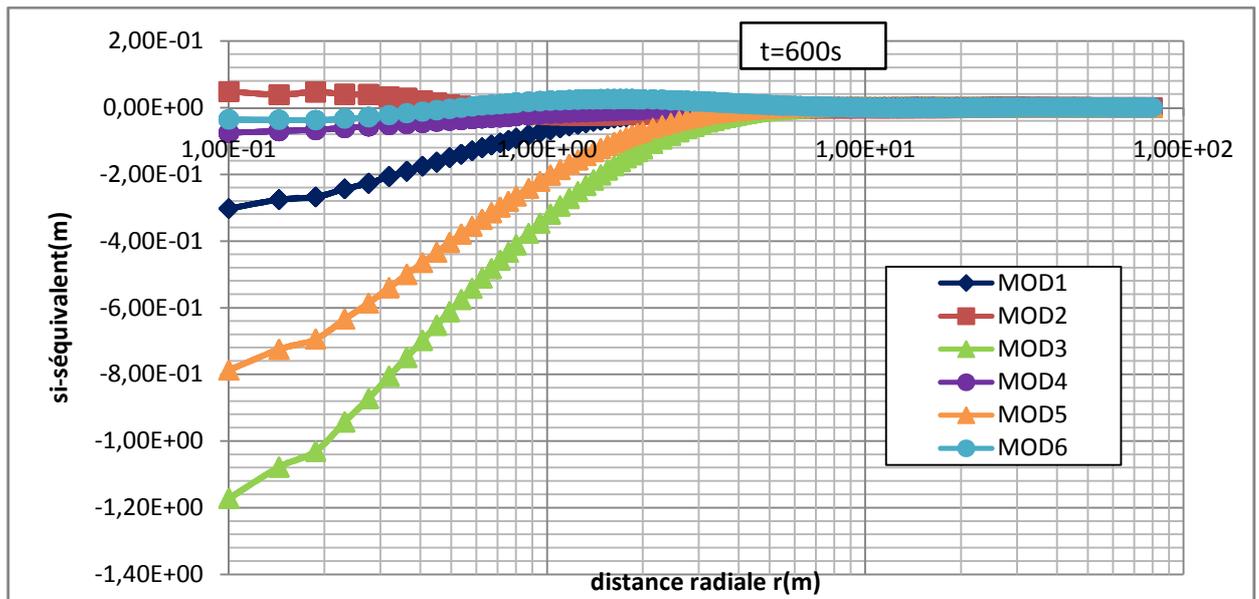


Figure 6.44 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $s_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère  $R$  à  $t=600$ s pour les 6 modèles stratifiés.

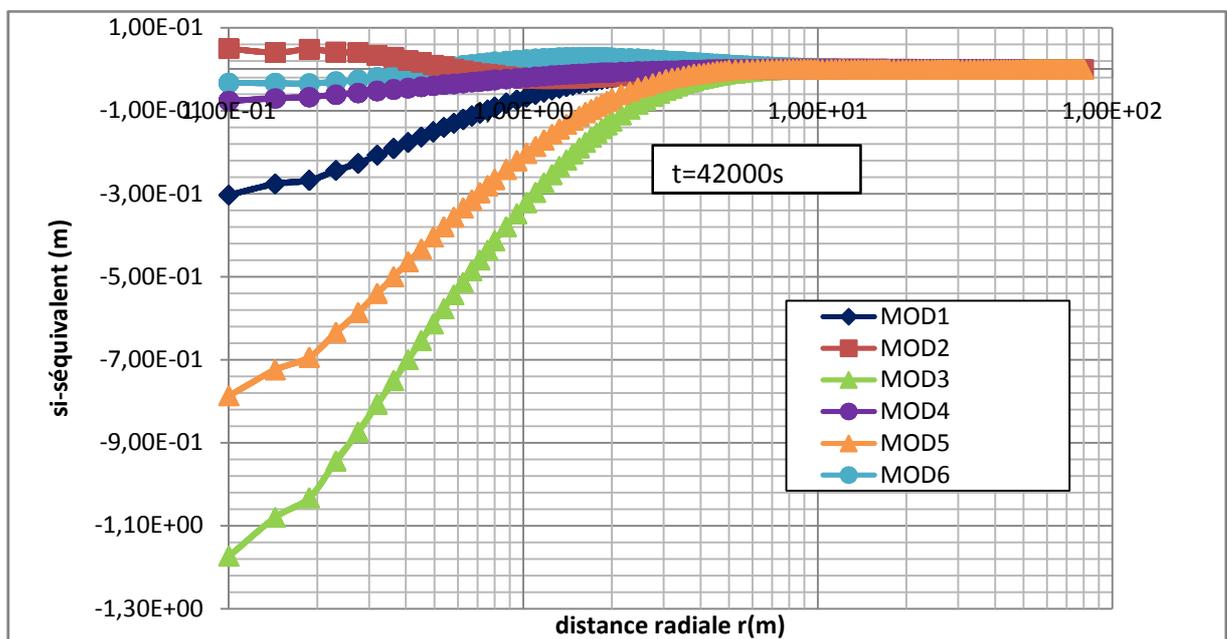


Figure 6.45 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $s_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour différentes longueurs d'aquifère  $R$  à  $t=42000$ s pour les 6 modèles stratifiés.

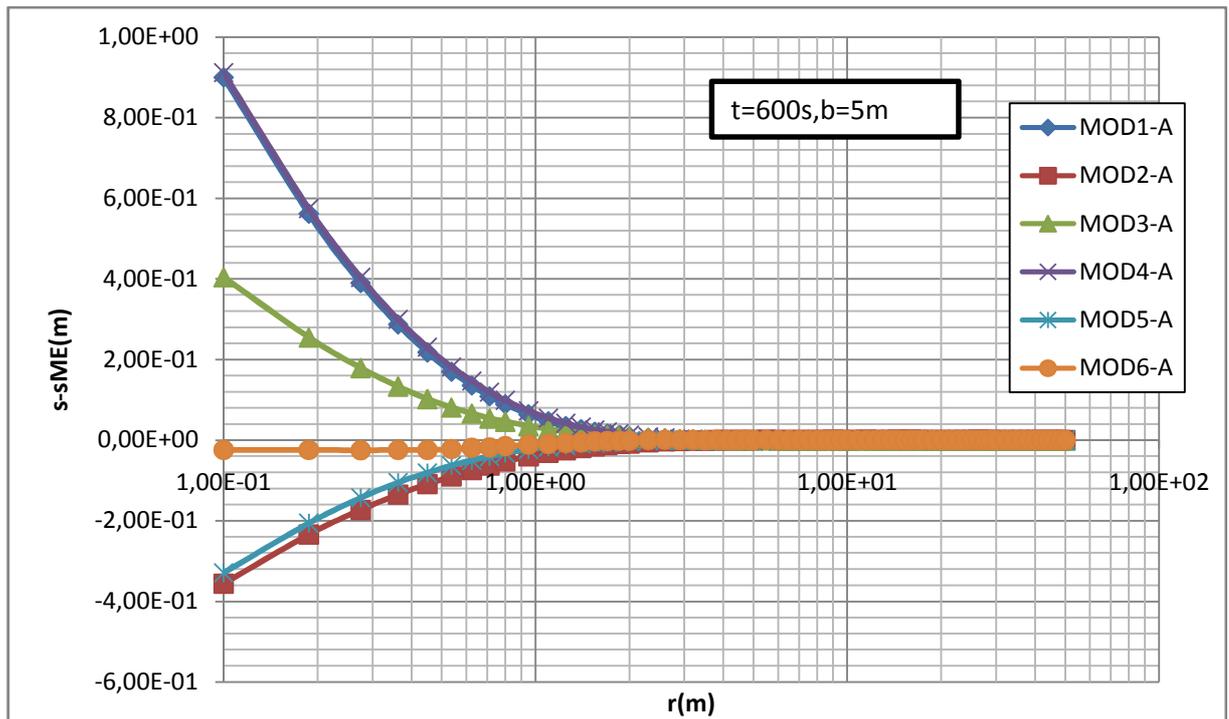


Figure 6.46 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $S_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour  $b=5\text{m}$ .

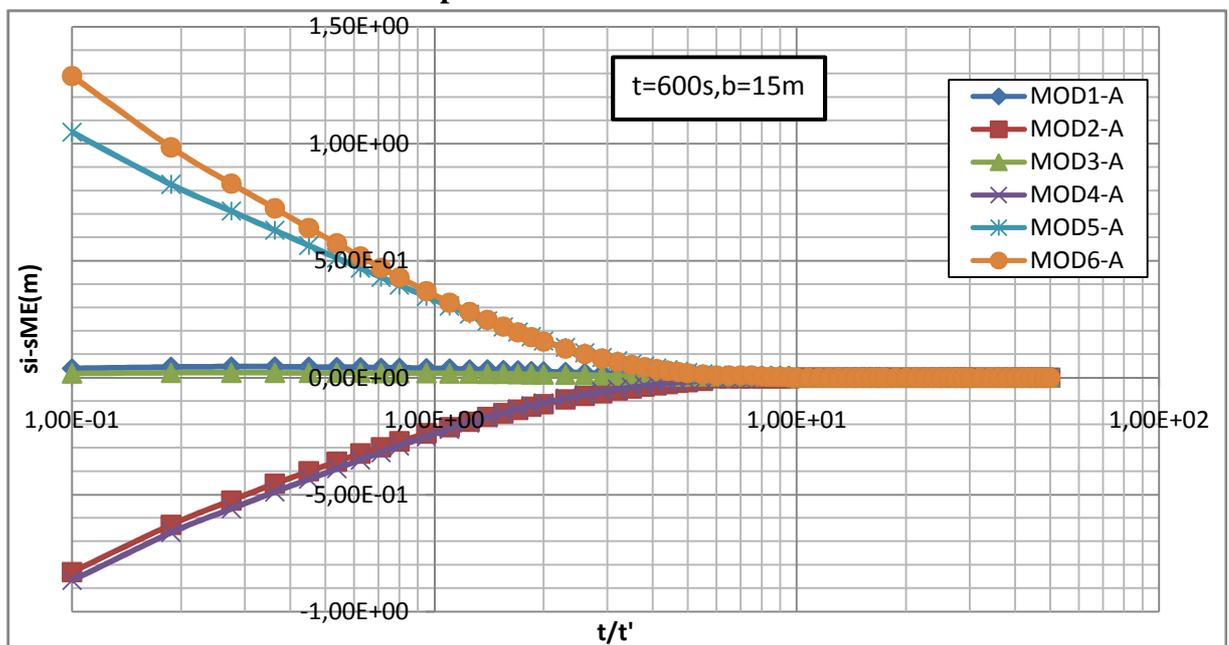


Figure 6.47 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $S_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour  $b=15\text{m}$ .

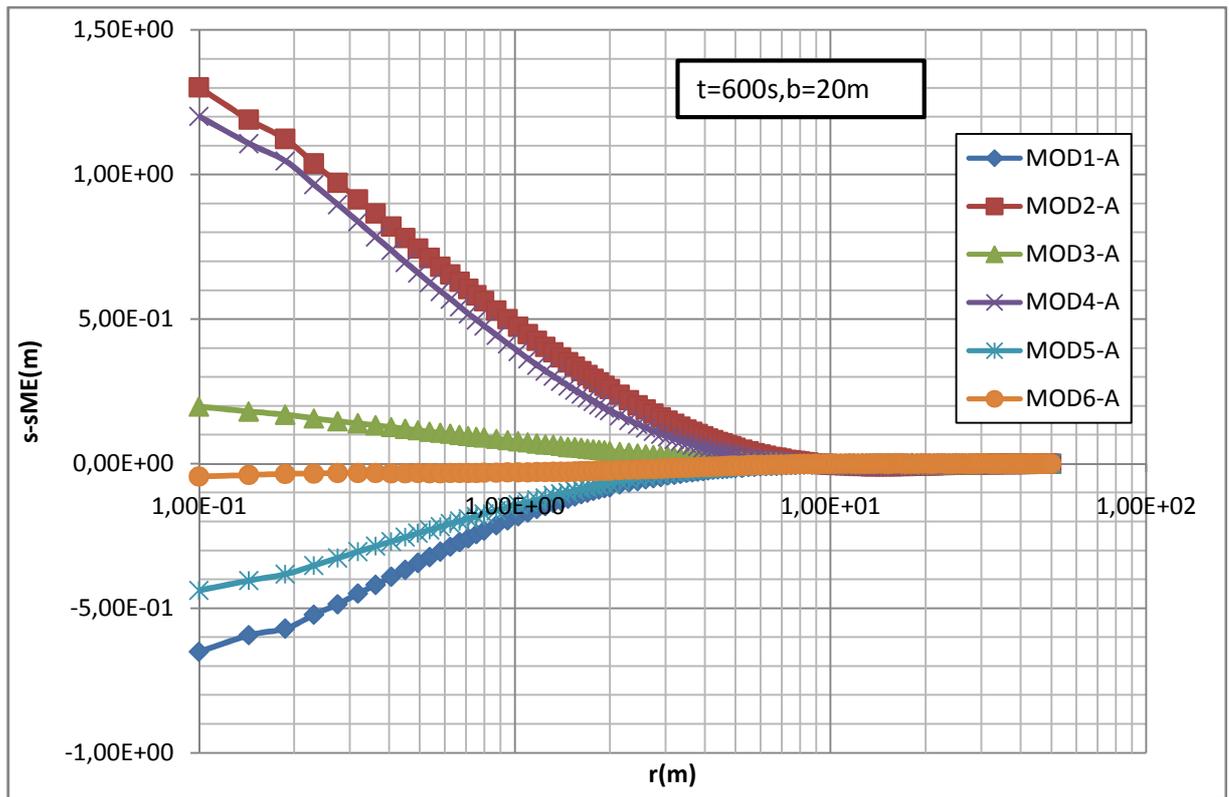


Figure 6.48 : Variations de la différence du rabattement de strate  $s_i$  et du rabattement du modèle équivalent  $s_{\text{équivalent}}$  en fonction de la distance radiale pour  $b=15\text{m}$ .

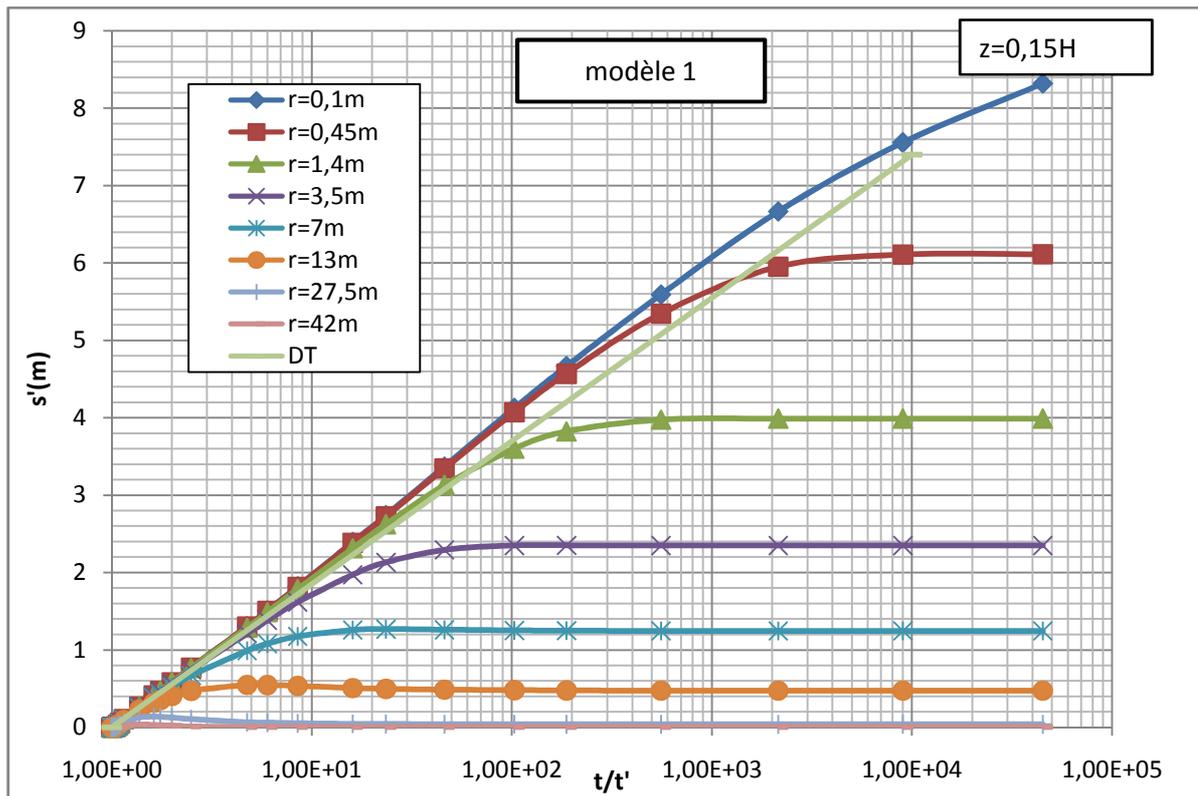


Figure 6.49 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1

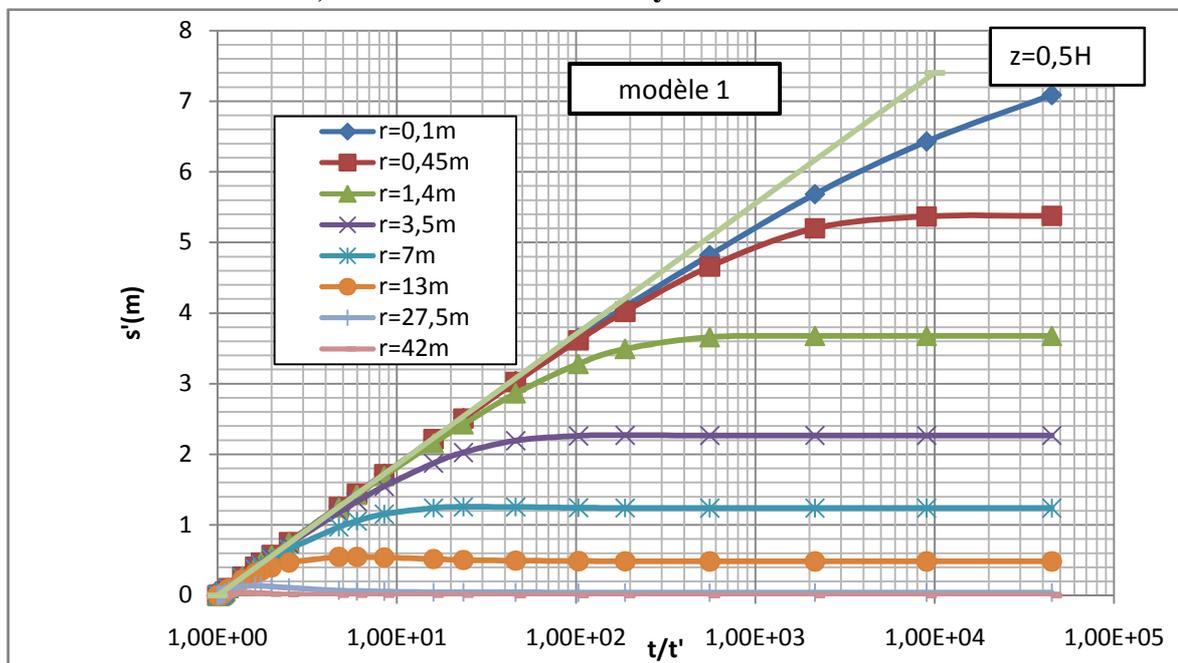


Figure 6.50 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1

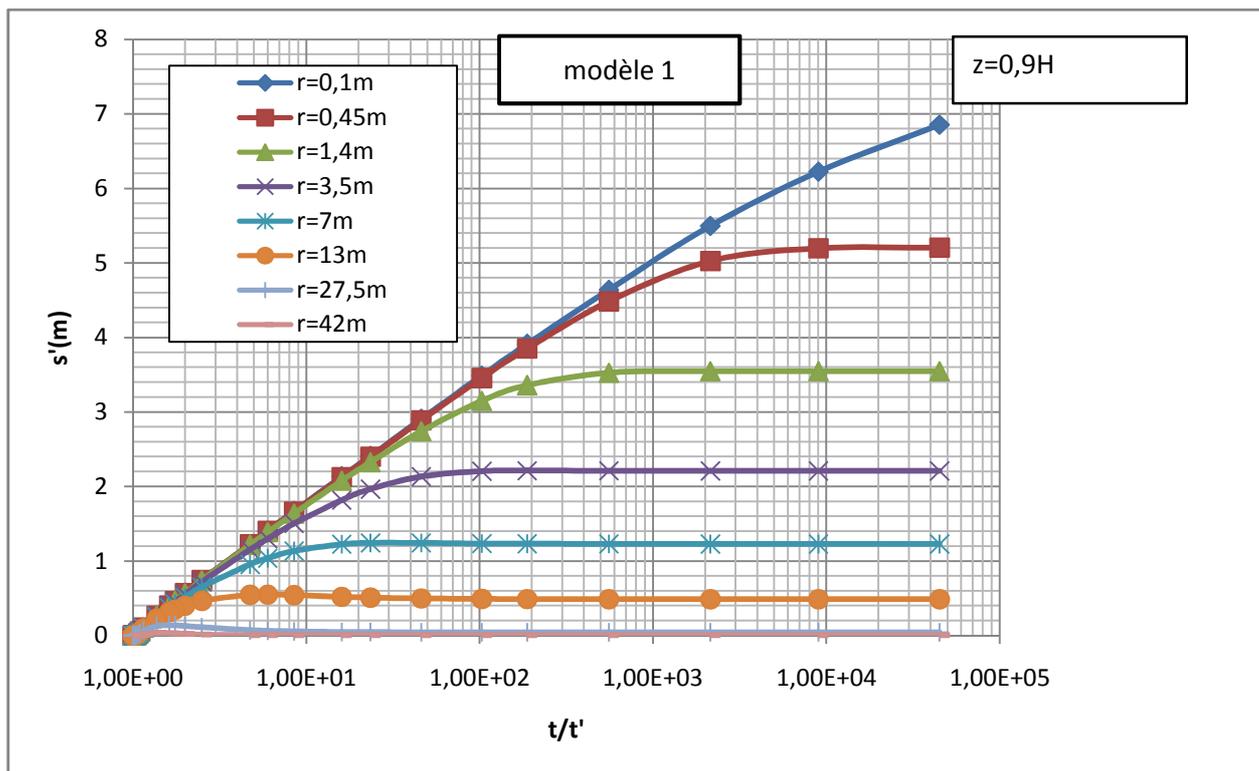


Figure 6.51 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1

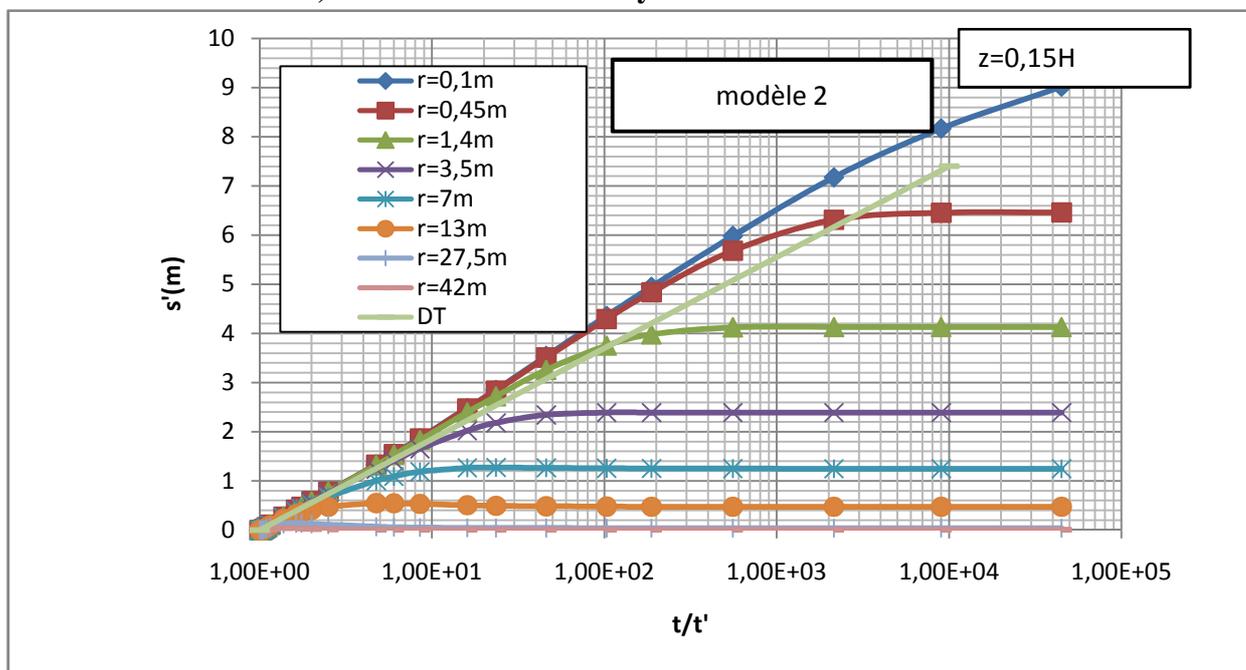


Figure 6.52 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2

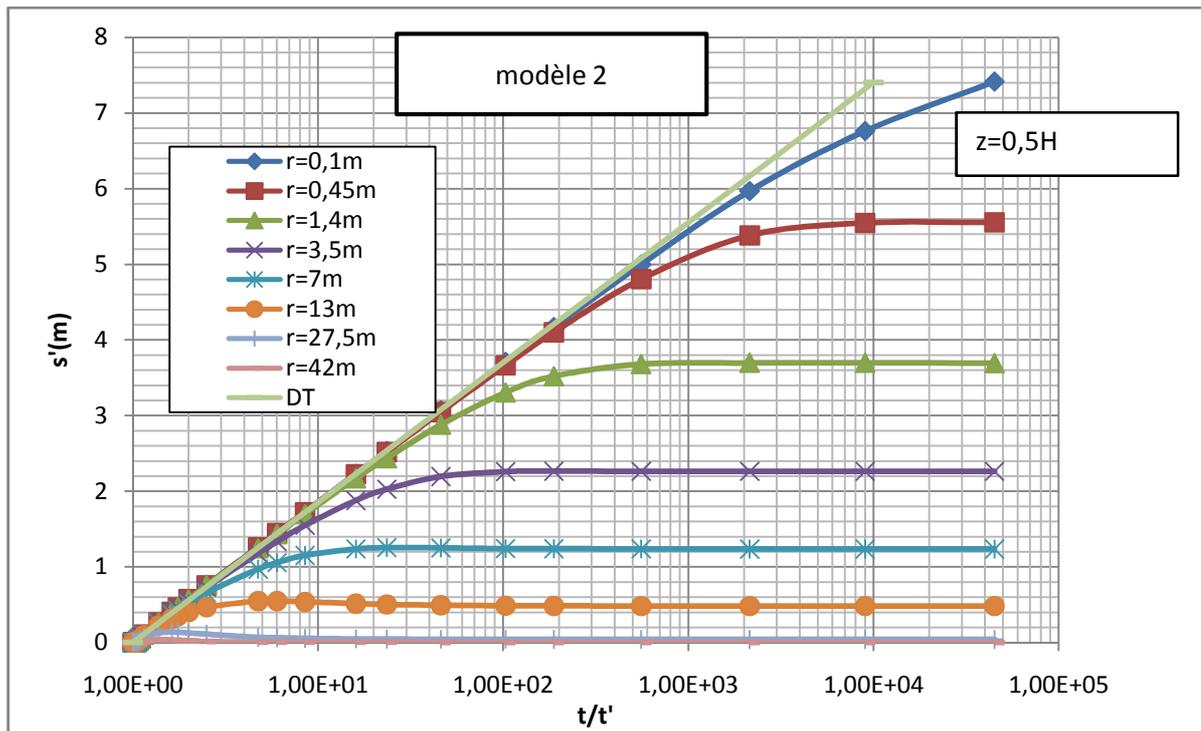


Figure 6.53 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2

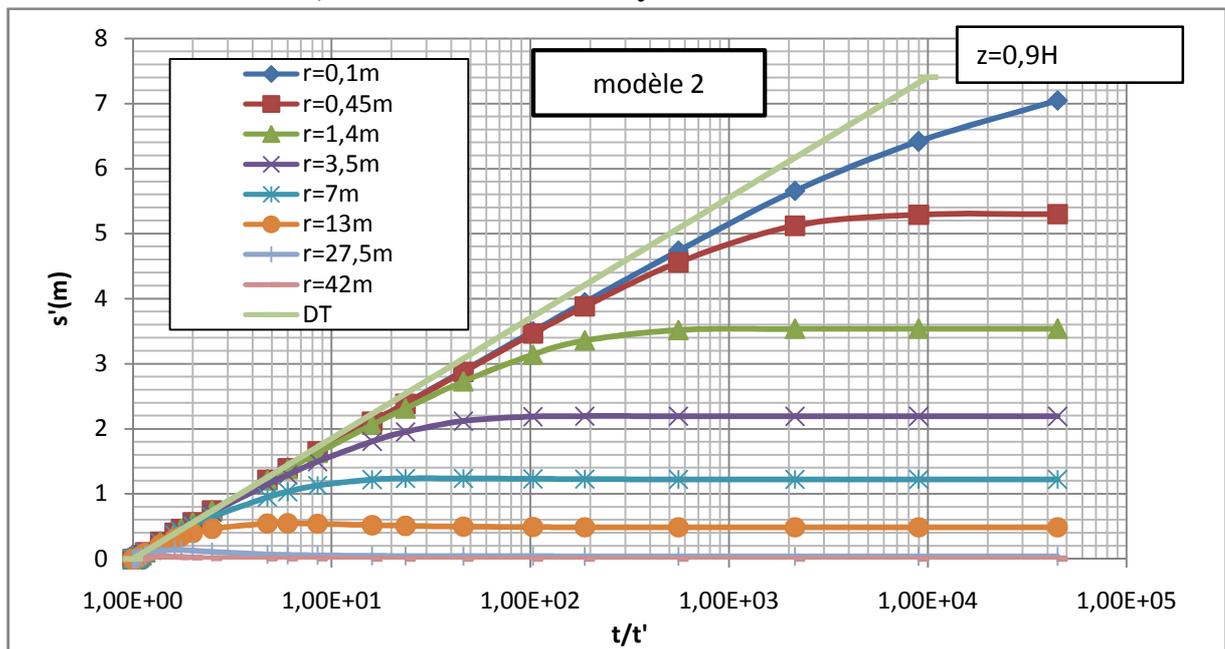


Figure 6.54: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 2

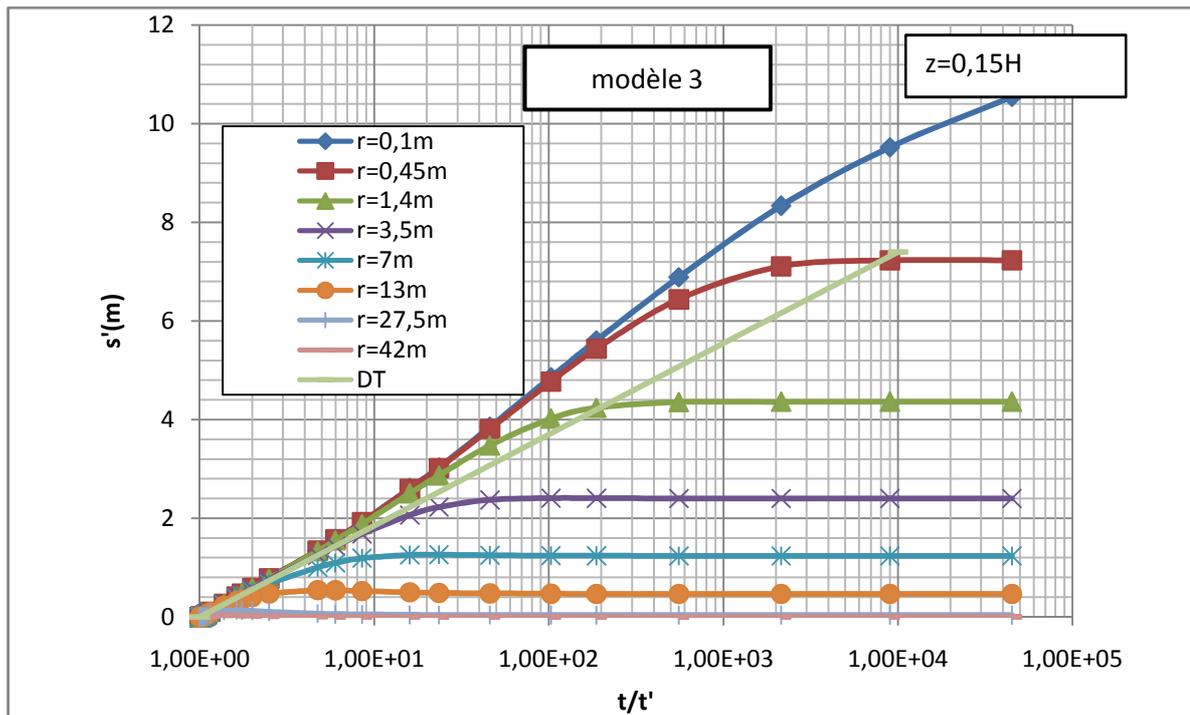


Figure 6.55 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 3

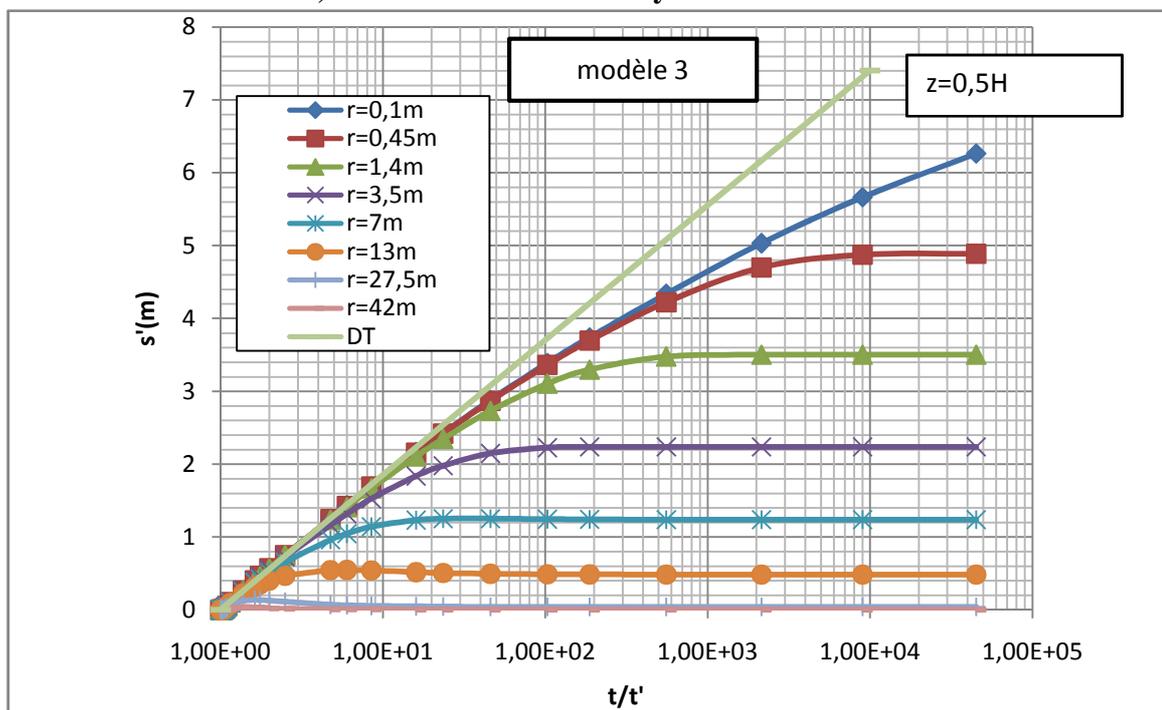


Figure 6.56 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 3

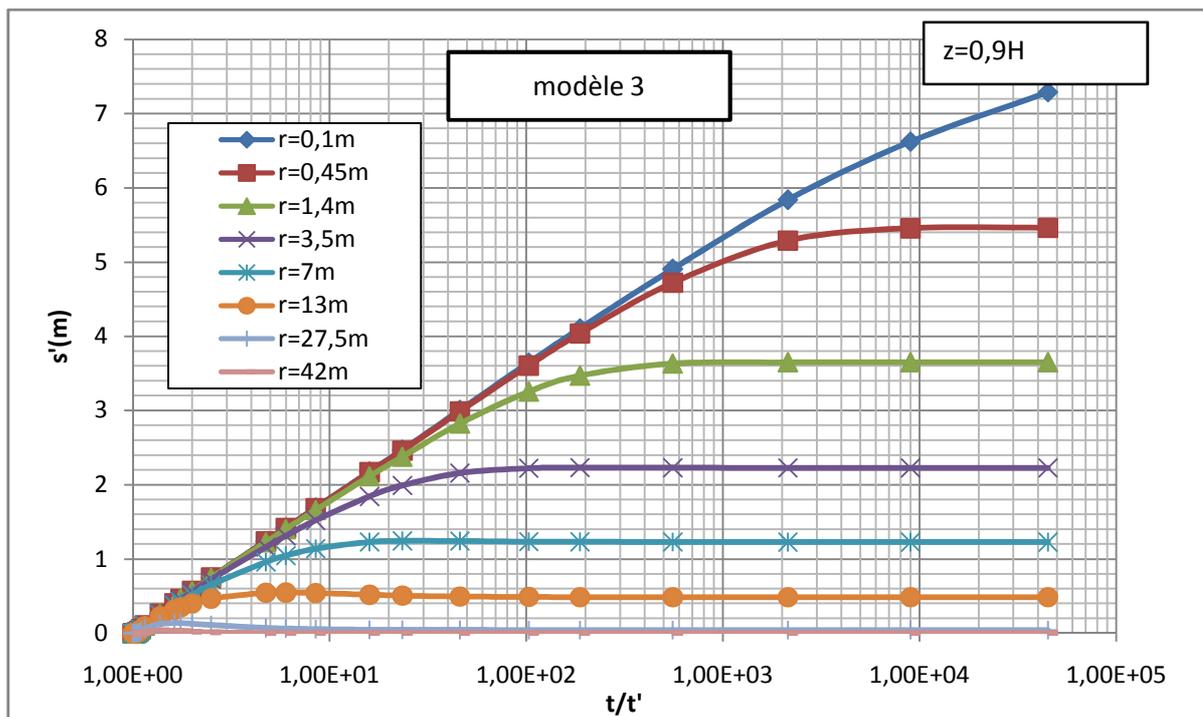


Figure 6.57 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 3

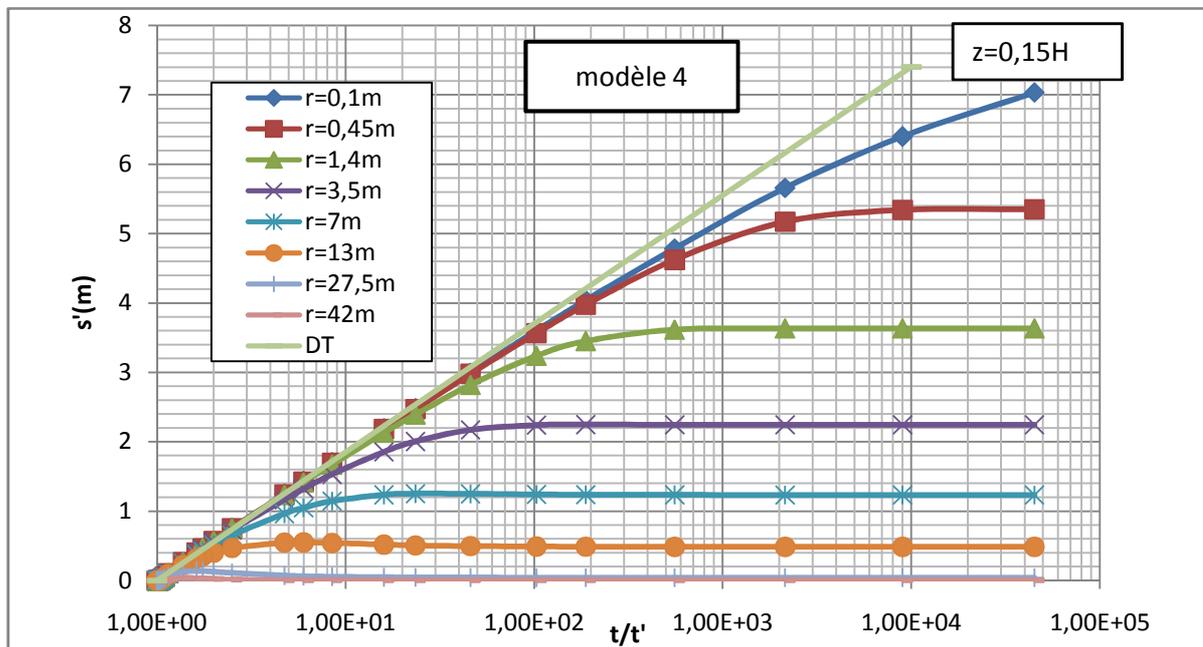


Figure 6.58 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4

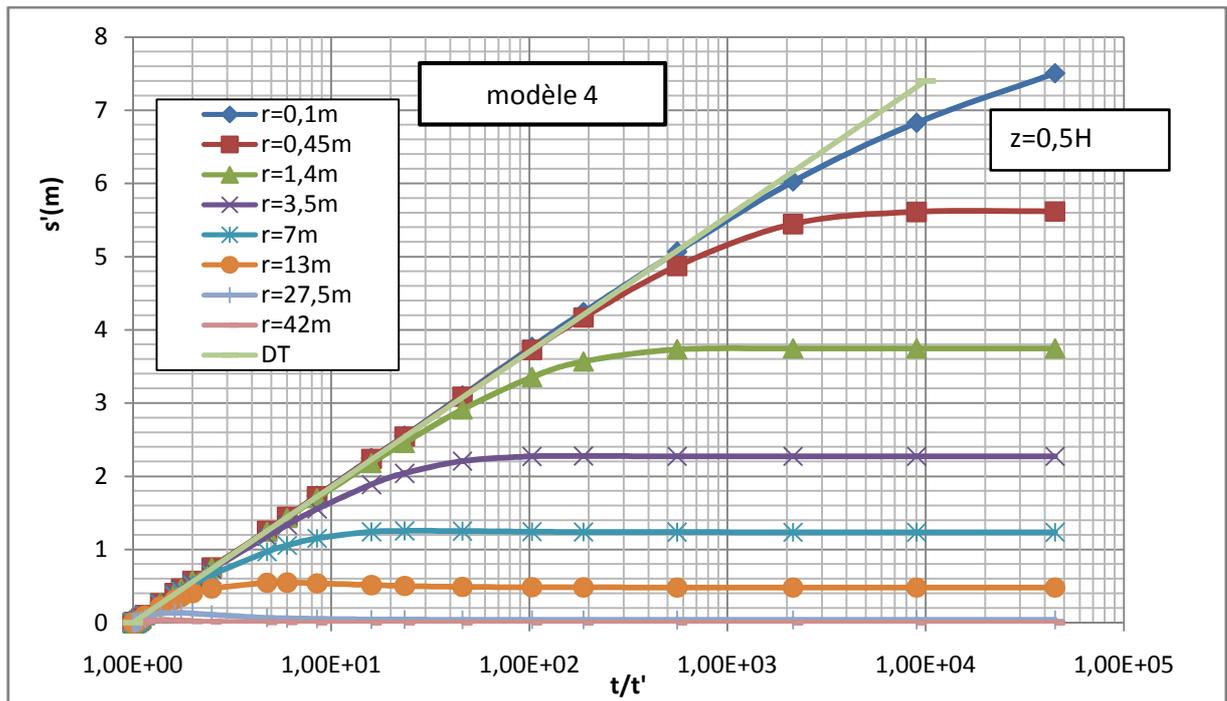


Figure 6.59 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4

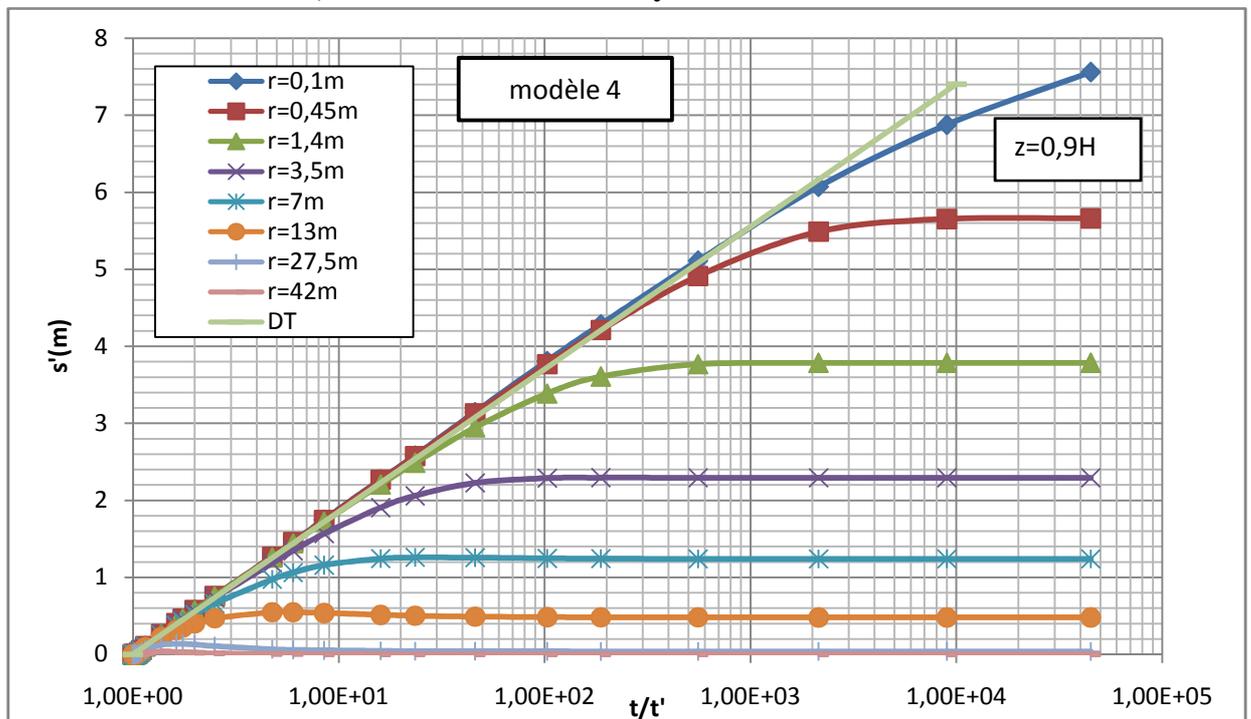


Figure 6.60: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 4

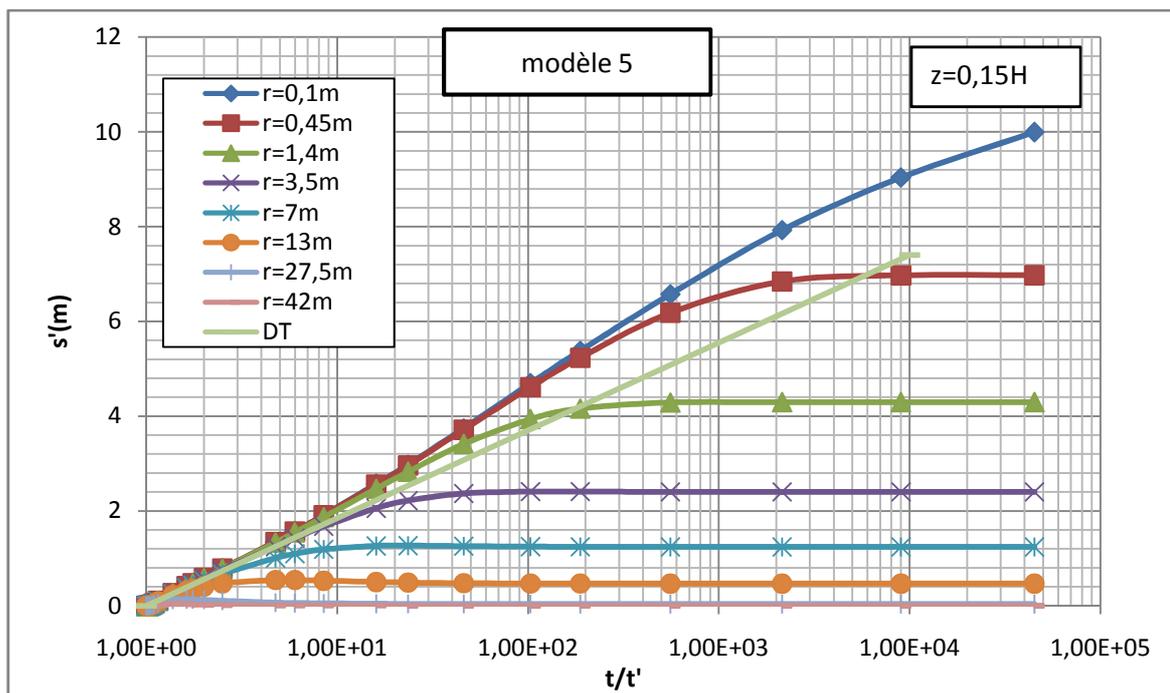


Figure 6.61 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5

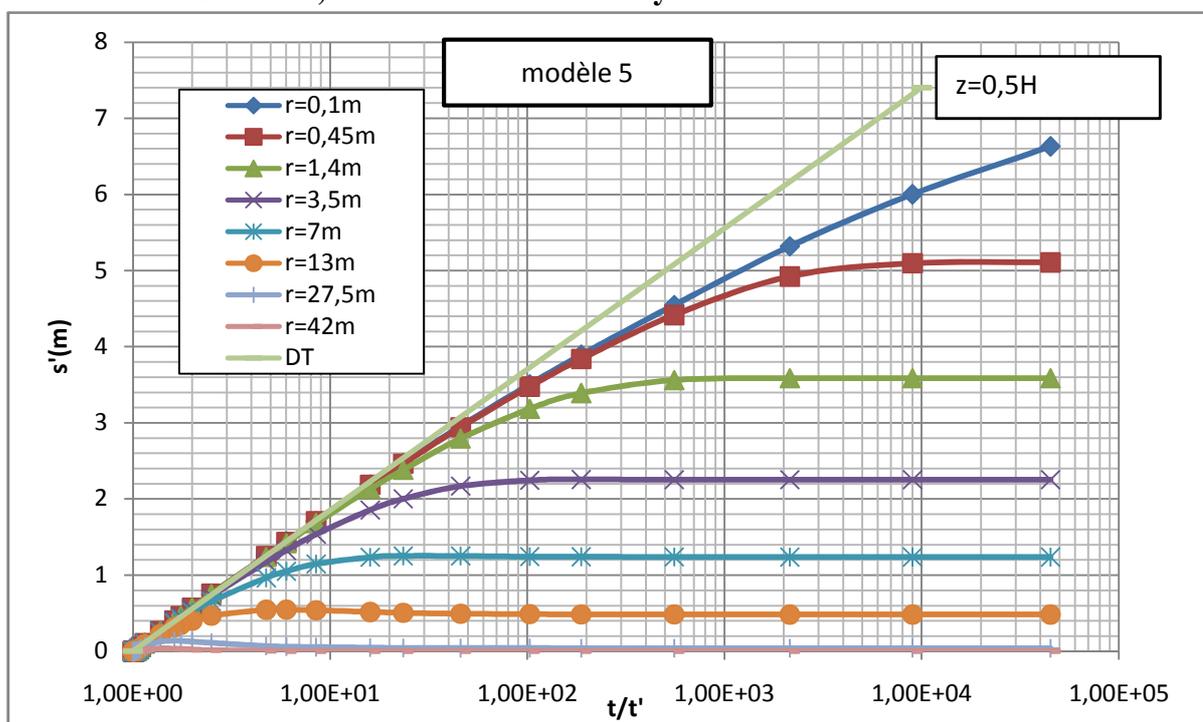


Figure 6.62 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5

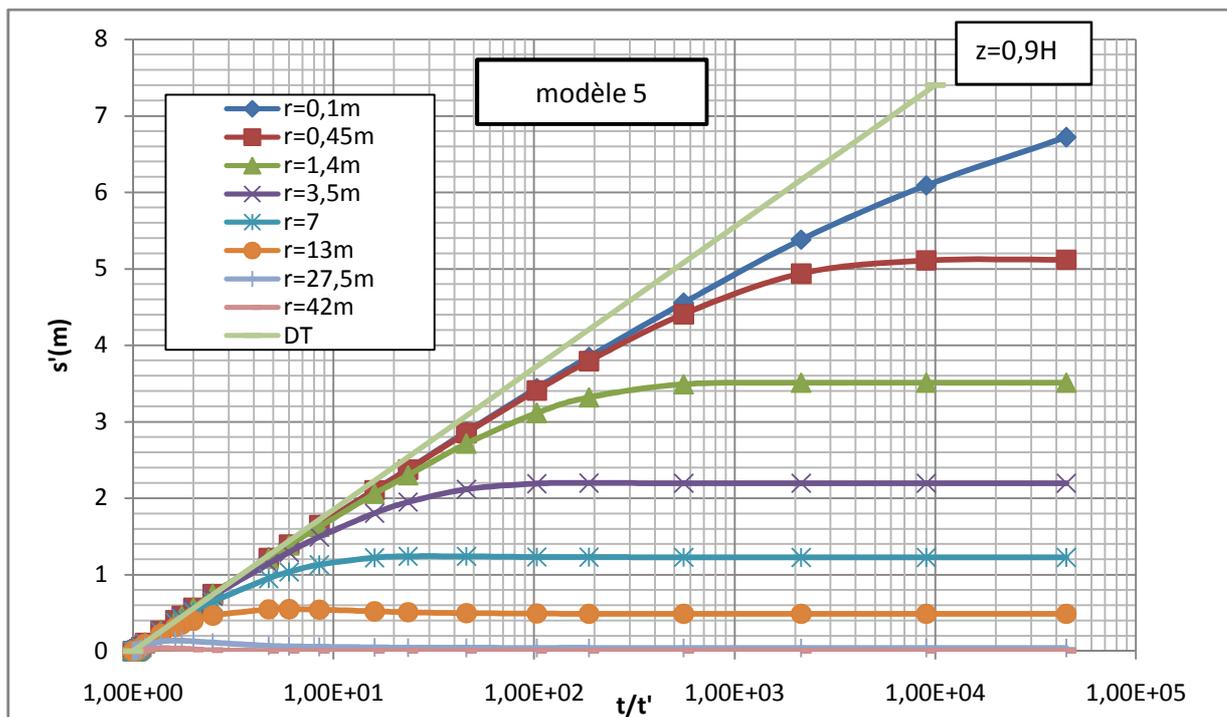


Figure 6.63 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 5

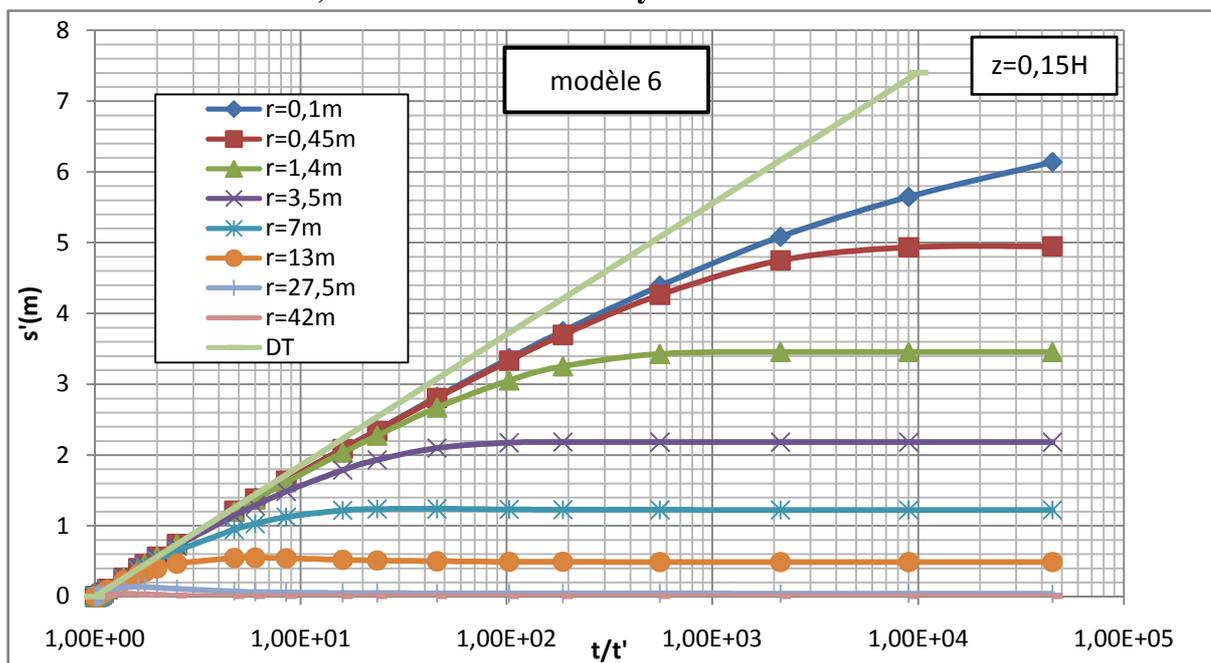


Figure 6.64: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6

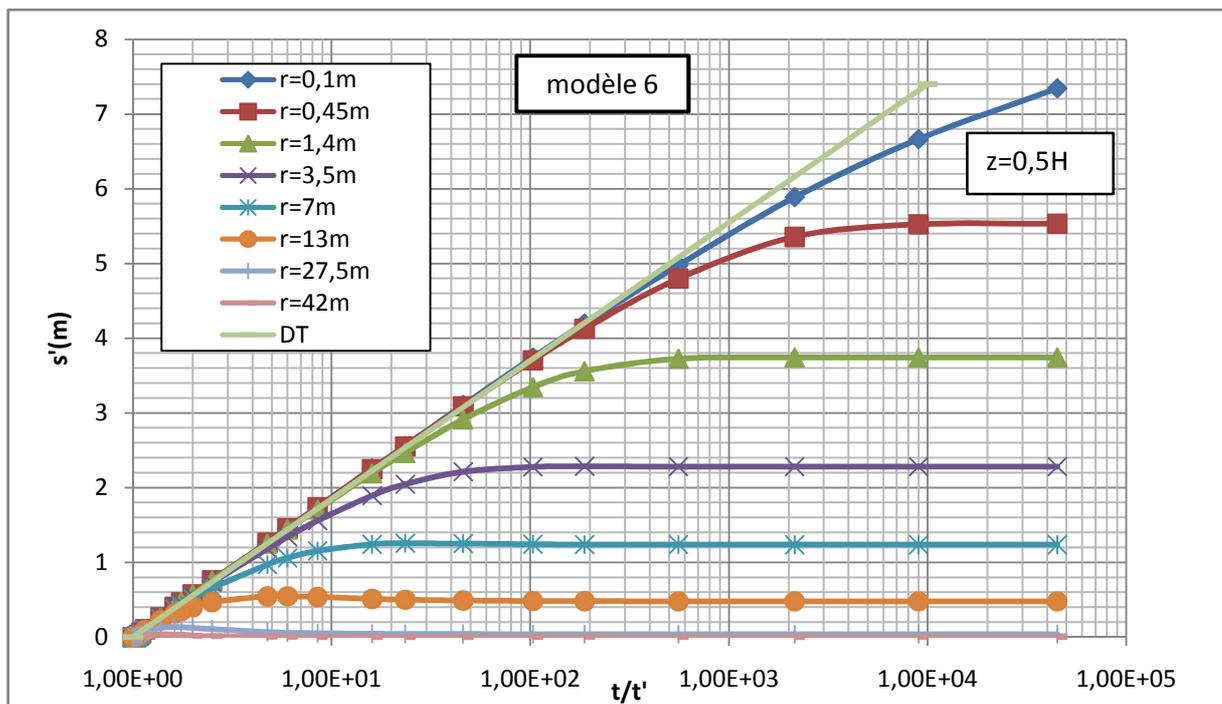


Figure 6.65: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6

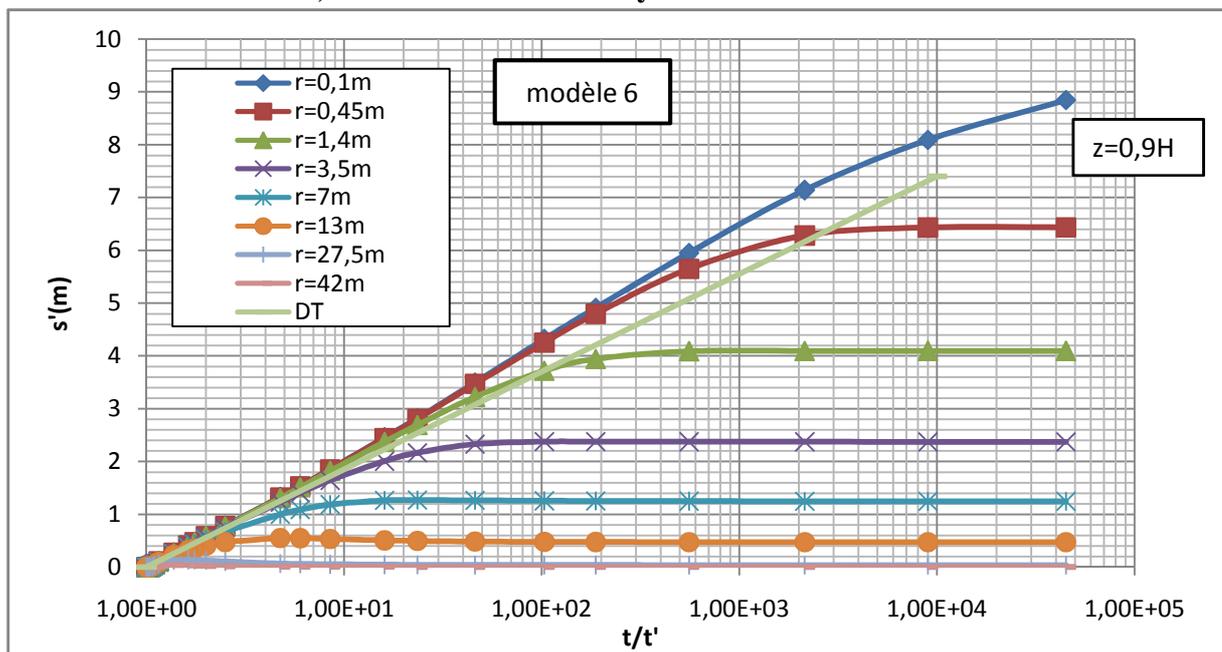


Figure 6.66: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 6

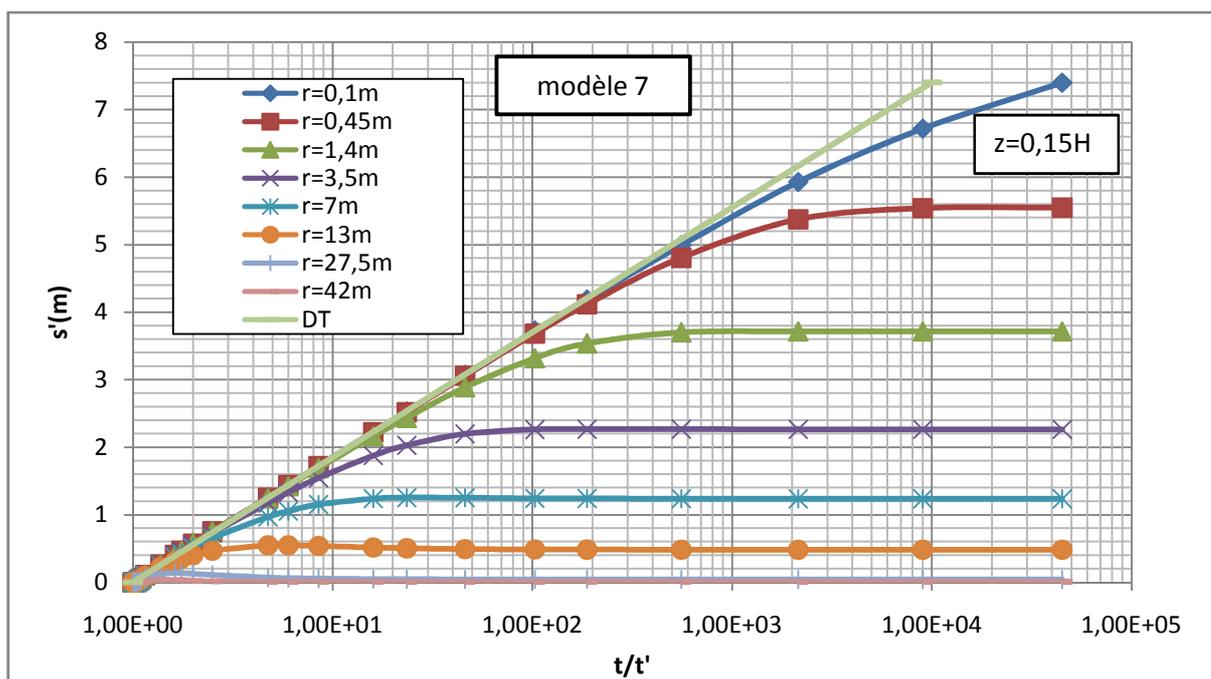


Figure 6.67 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7

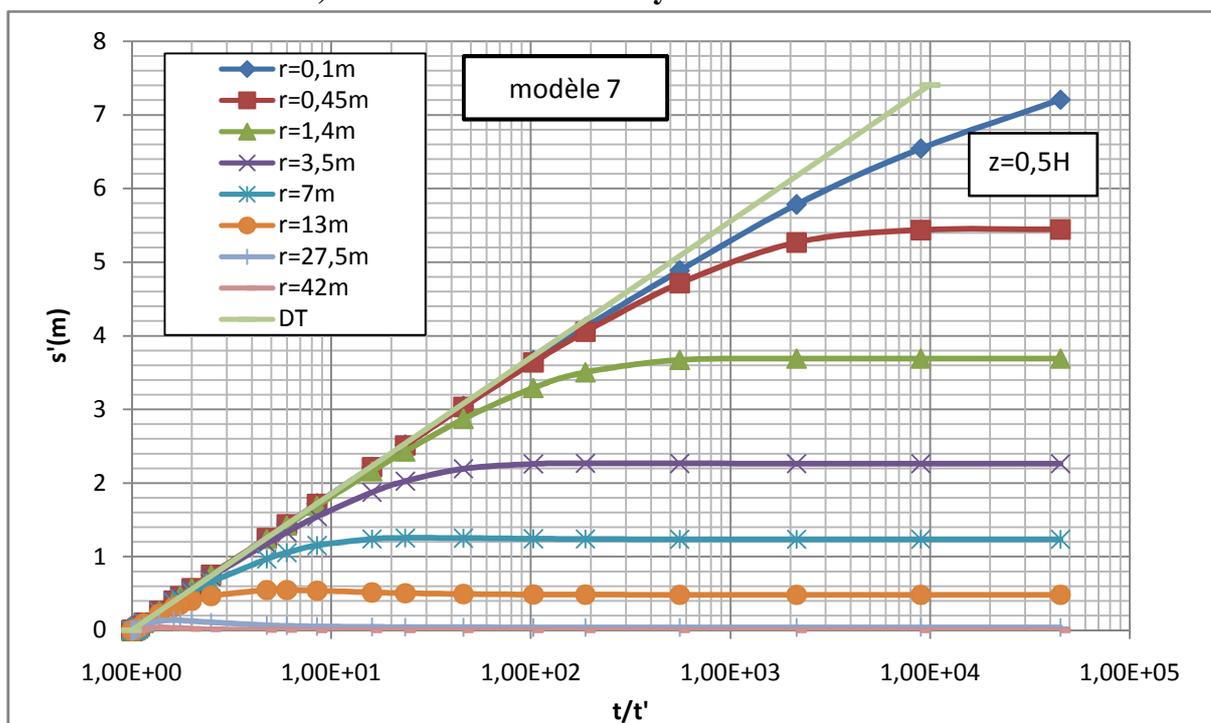


Figure 6.68: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7

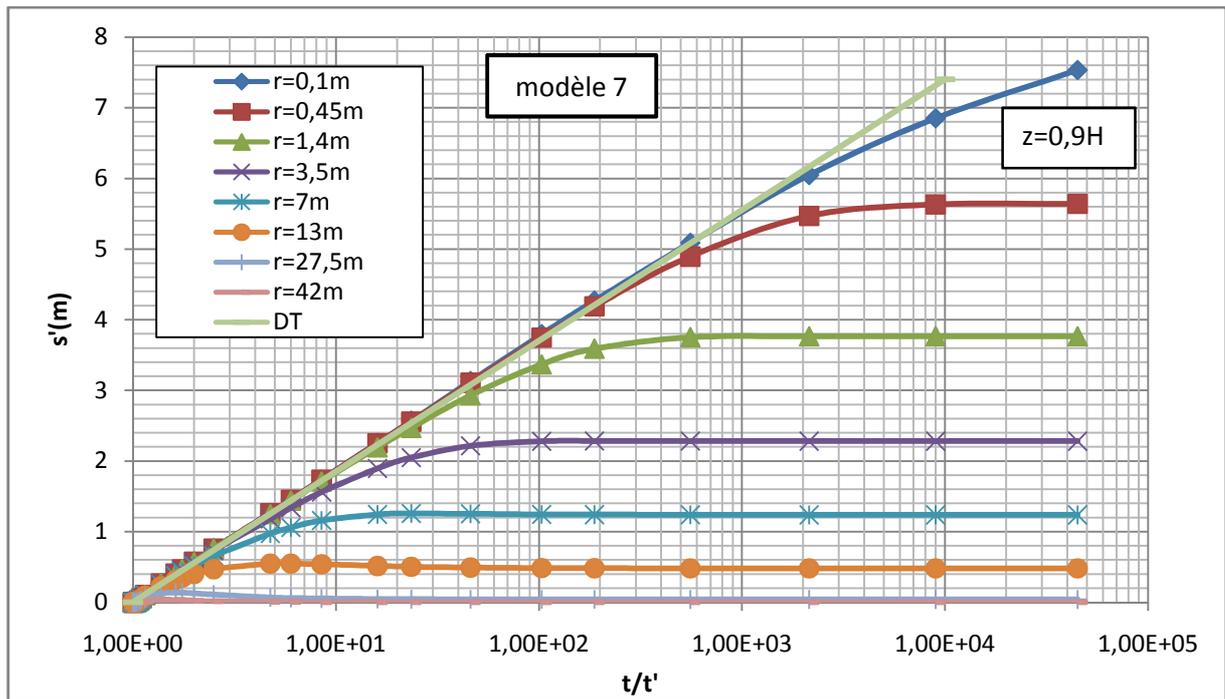


Figure 6.69 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 7

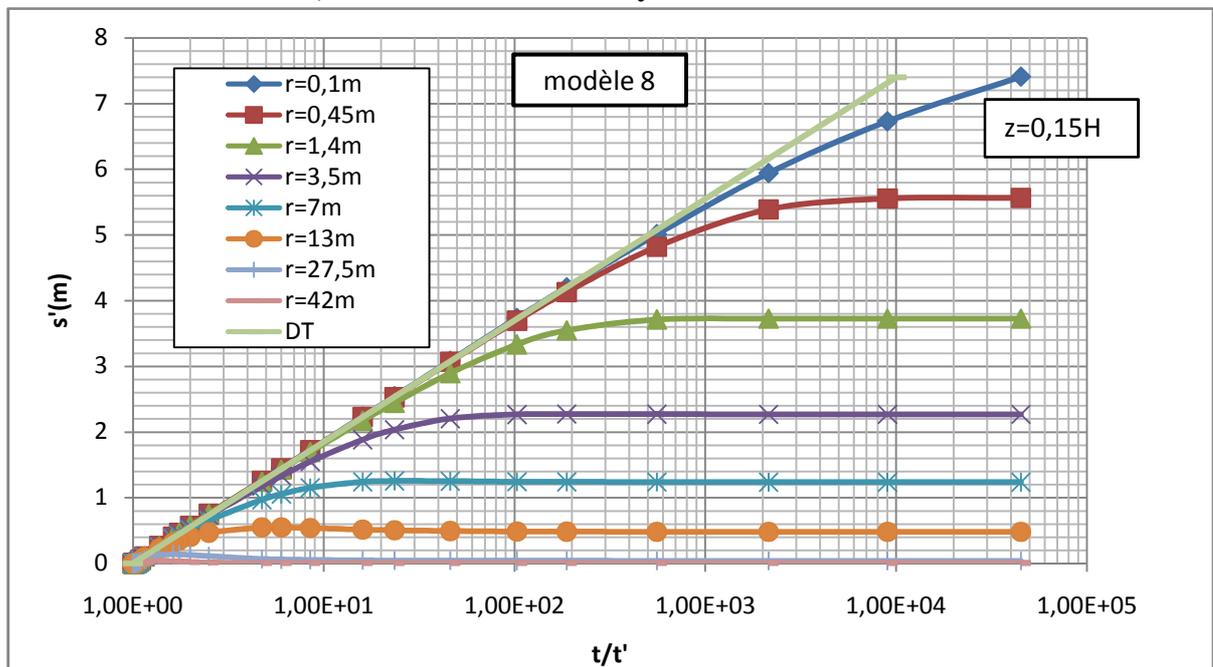


Figure 6.70 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8

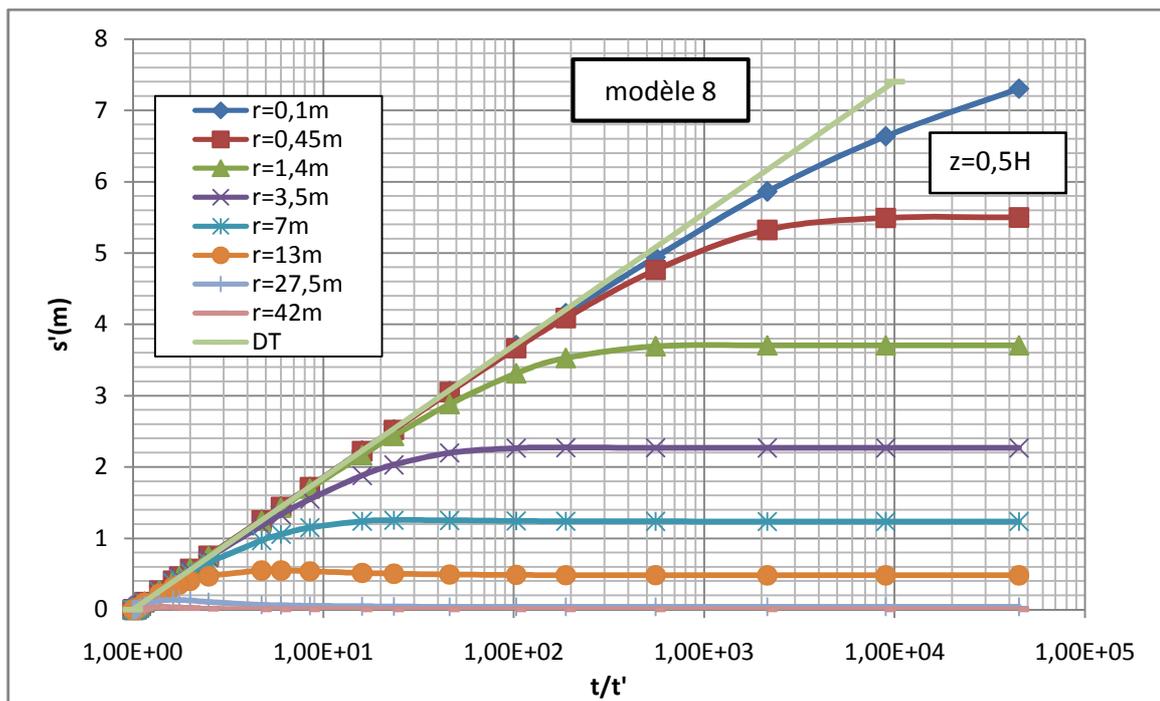


Figure 6.71: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8

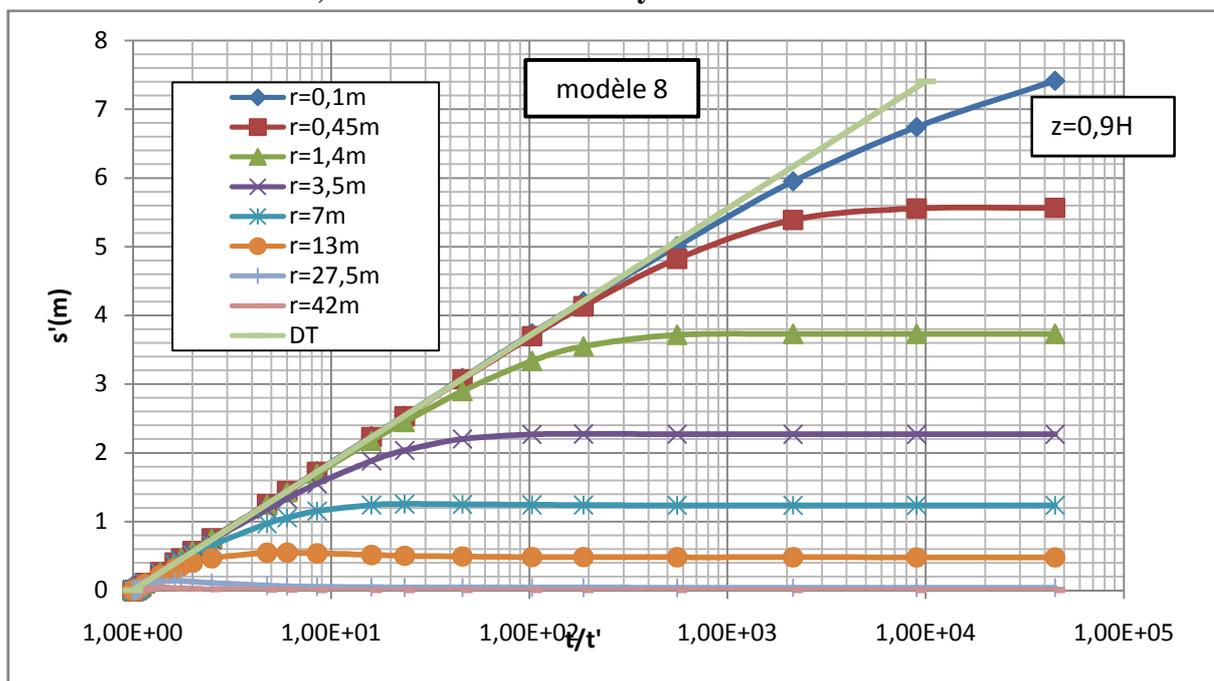


Figure 6.72 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 8

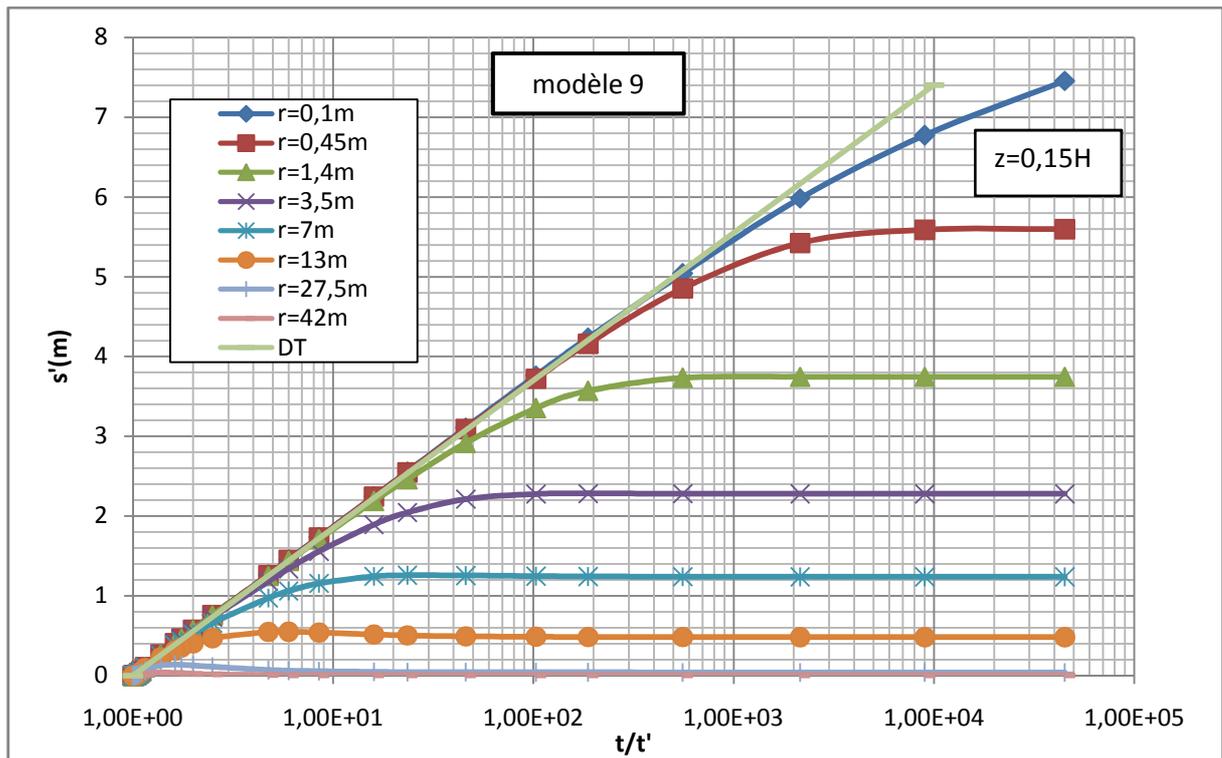


Figure 6.73 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,15Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 9

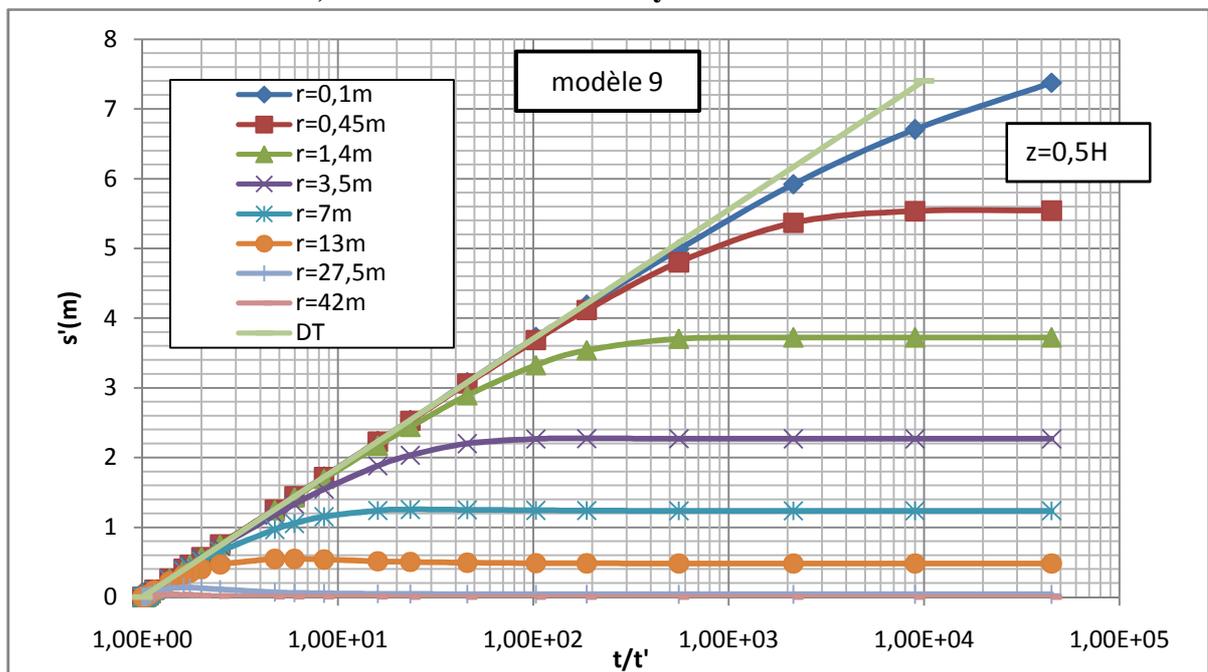


Figure 6.74 : Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,5Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 1

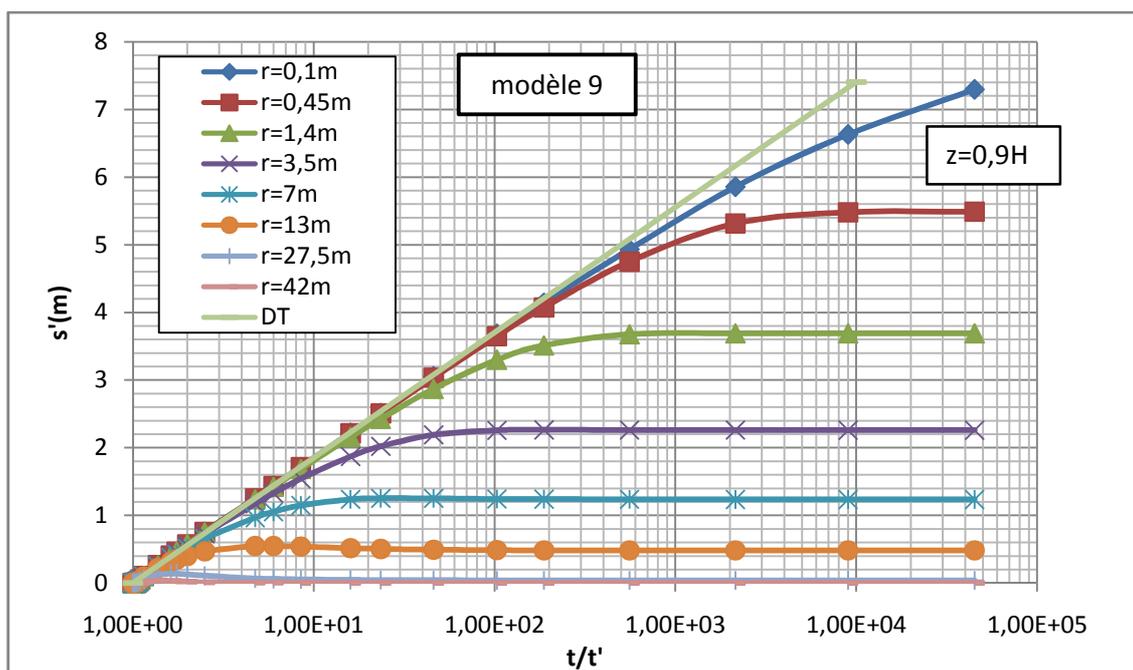


Figure 6.75: Distributions du rabattement résiduel en fonction du logarithme de  $t/t'$  à  $z=0,9 Hm$  et à différents rayons fixés du modèle stratifié 9

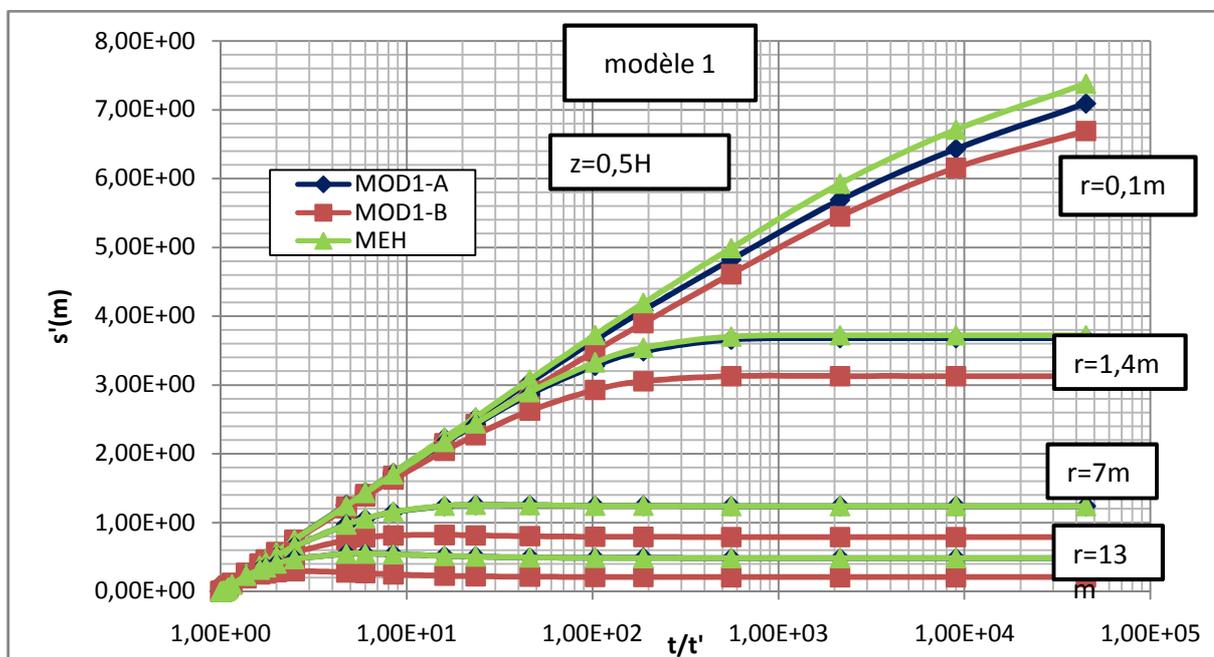
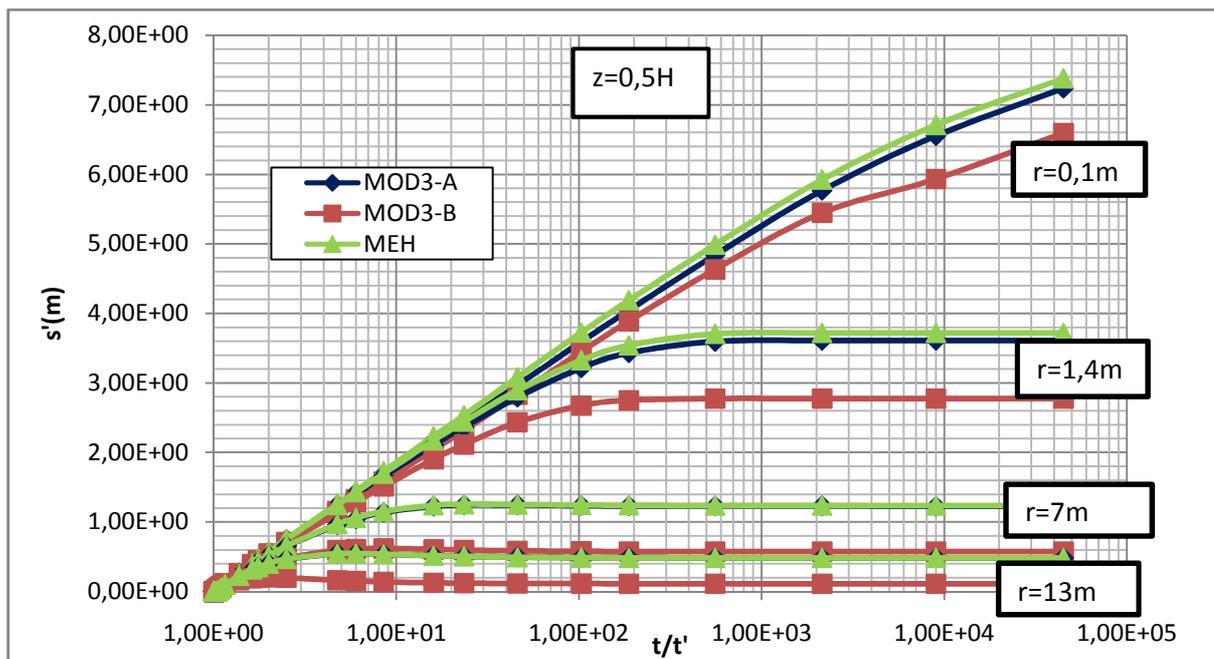
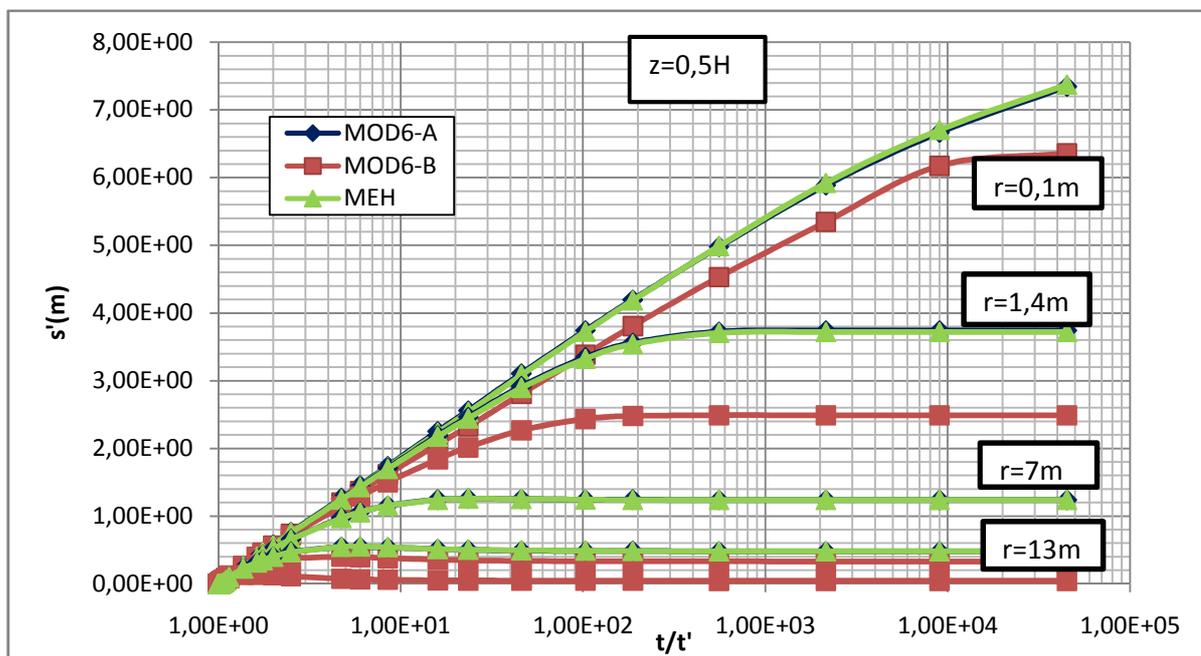


Figure 6.76: Variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{ct}$  aux rayons  $r=0,1m$ ,  $r=1,4m$ ,  $r=7m$  et  $r=13m$  pour le MOD1



**Figure 6.77: Variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{ct}$  aux rayons  $r=0,1m$ ,  $r=1,4m$ ,  $r=7m$  et  $r=13m$  pour le MOD3**



**Figure 6.78: Variations du rabattement  $s'$  en fonction de  $t/t'$  en considérant un emmagasinement par strate  $S_{strat}$  et un emmagasinement constant  $S_{ct}$  aux rayons  $r=0,1m$ ,  $r=1,4m$ ,  $r=7m$  et  $r=13m$  pour le MOD6**

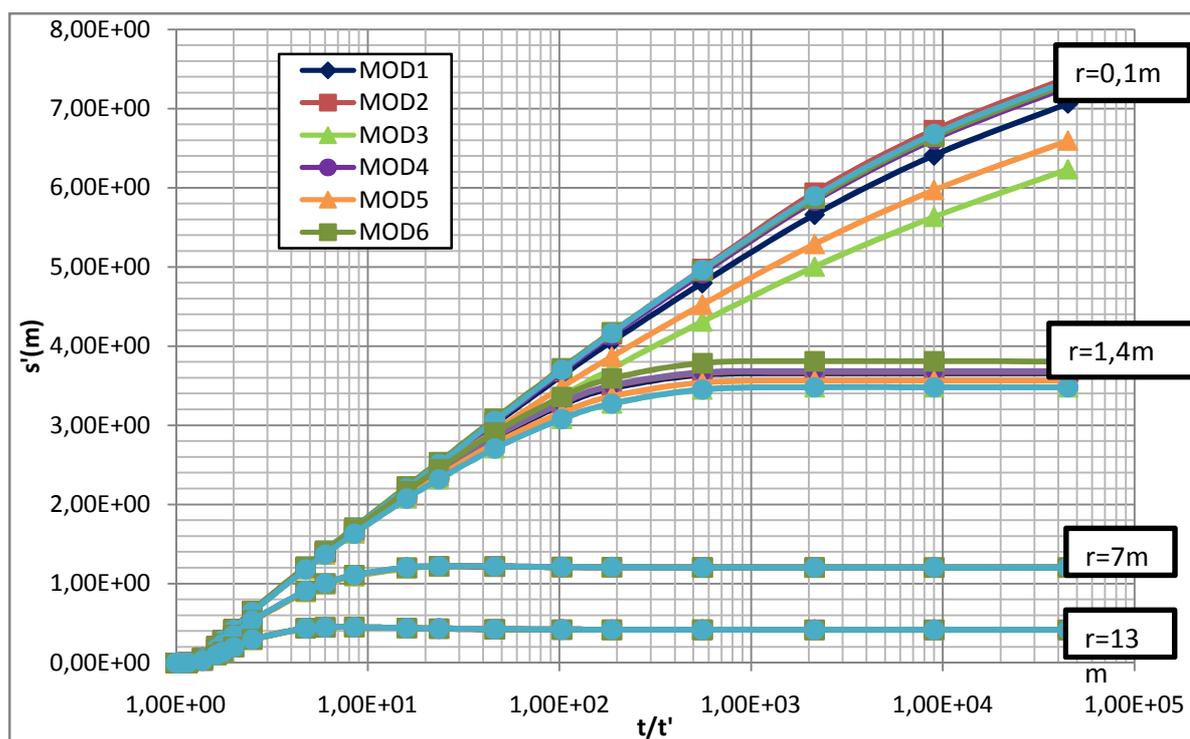


Figure 6.79: variation des rabattement  $s'$  vs  $\log t/t'$  pour les MODi-A et le MEH pour les longueurs d'aquifère  $R=20, R=30m, R=40m$  et  $R=80m$

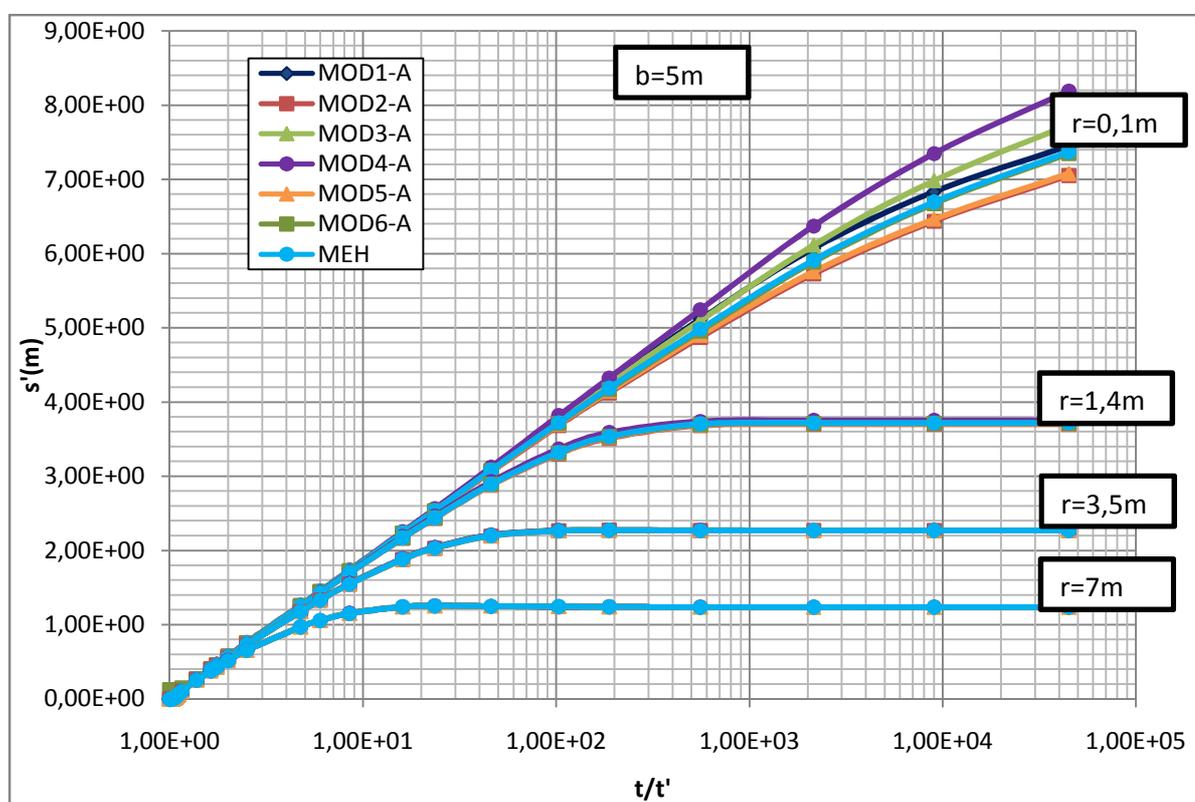


Figure 6.80 : variation de  $s'$  vs  $\log t/t'$  pour les 6 MODi-A à  $b=5m$

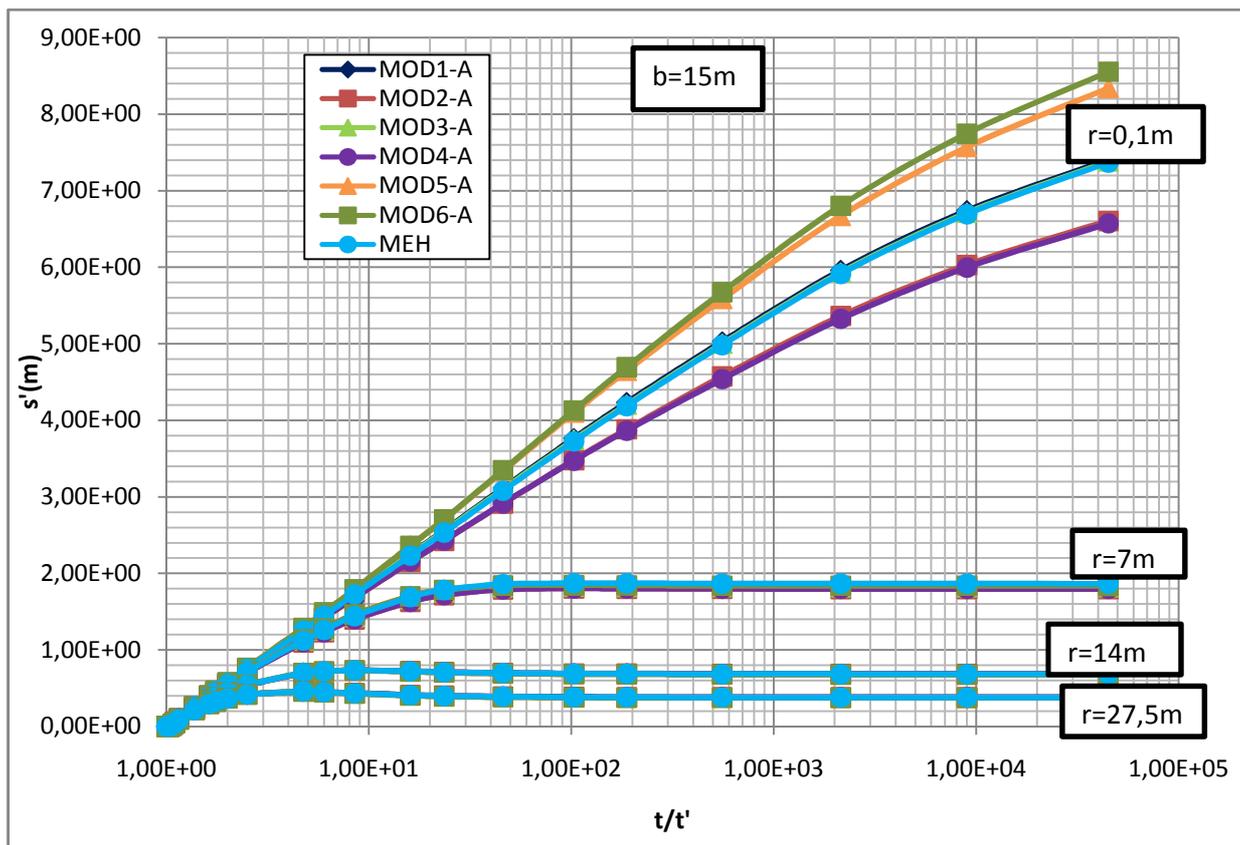


Figure 6.81 : variation de  $s'$  vs  $\log t/t'$  pour les 6 MODi-A à  $b=15\text{m}$

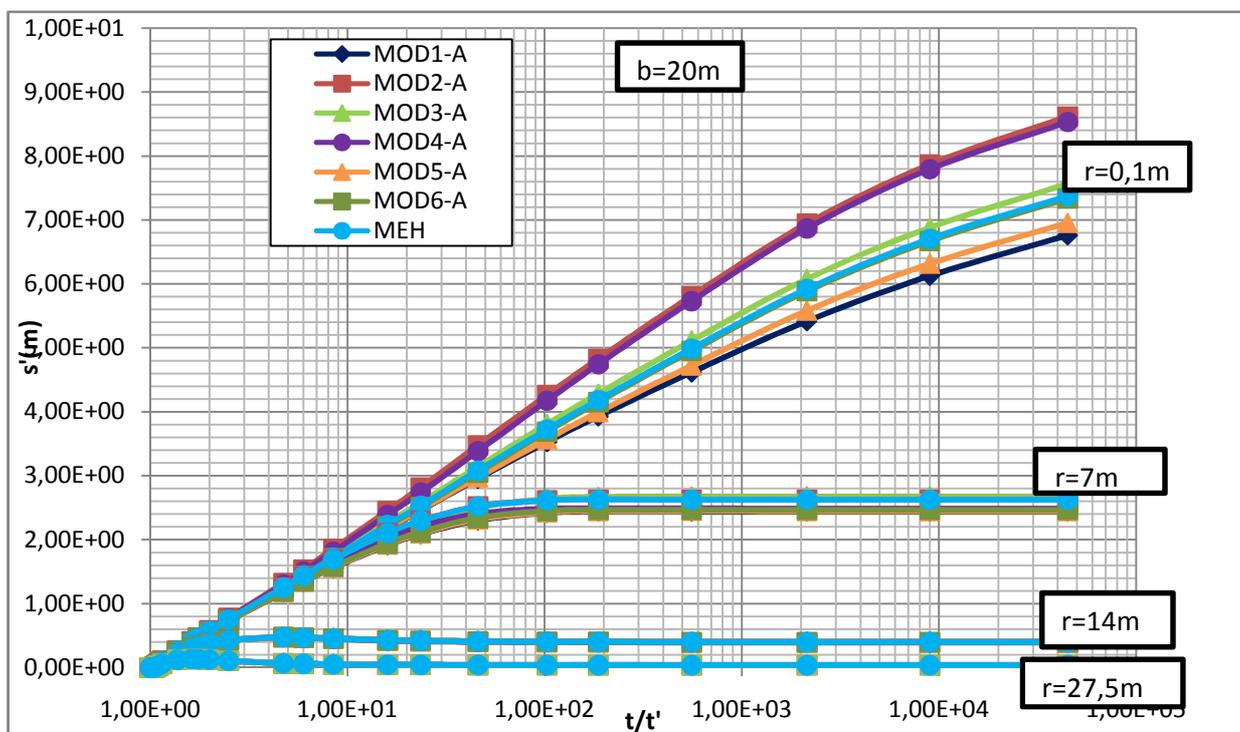


Figure 6.82 : variation de  $s'$  vs  $\log t/t'$  pour les 6 MODi-A à  $b=20\text{m}$

## CONCLUSIONS

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de vérification de l'application des méthodes classiques de Theis et Cooper Jacob pour le cas d'aquifère confiné anisotrope et hétérogène, le projet se divise en trois grands axes, le premier consistait à vérifier numériquement sur le logiciel d'éléments finis Seep/W, les essais d'aquifère confiné isotrope et homogène en pompage et en remontée. A partir des résultats obtenus, il a été prouvé numériquement que le logiciel Seep/W est valable pour la modélisation des essais d'aquifère confiné isotrope et homogène en vue de détermination de ses paramètres hydrodynamiques (Transmissivité  $T$  et emmagasinement  $S$ ).

Les solutions en aquifère confiné anisotrope ont été aussi confirmées, pour ce cas d'aquifère anisotrope plusieurs méthodes d'interprétation existent en considérant une conductivité moyenne entre horizontale et verticale, et en définissant un rapport d'anisotropie, néanmoins, la composante verticale en milieu confiné n'influe pas sur l'écoulement, seule la composante horizontale qui rentre en jeu, afin d'introduire un rapport d'anisotropie, la conductivité horizontale a été introduite par des multiples de celle du cas isotrope et homogène, les multiples représentent donc les rapports d'anisotropie. Il a été remarqué à partir des résultats des différentes simulations à différents rapports d'anisotropie, que le débit et l'intercepte à l'origine  $t_0$  des modèles anisotropes variaient proportionnellement à la valeur de conductivité horizontale, la pente trouvée graphiquement était la même pour le cas isotrope ceci était confirmé par les relations théoriques. Par comparaison avec le modèle isotrope, les modèles anisotropes montrent que les méthodes de Theis et Cooper Jacob peuvent être utilisées pour l'interprétation des essais d'aquifère confiné anisotrope.

Le troisième axe portait sur l'essai de simulations sur 9 modèles stratifiés comme illustration de l'hétérogénéité ; les représentations de Cooper Jacob à plusieurs élévations de l'aquifère stratifié montrent que les courbes ont la même allure, il serait préférable de ramener les données à une élévation centrale 0,5Hm de l'aquifère car les résultats de la représentation de Cooper Jacob à des rayons fixés pour chaque modèle montrent que les paramètres sont les mêmes que ceux de l'aquifère

confiné anisotrope et homogène pris comme milieu équivalent MEHA à cette élévation, la représentation à des temps fixés montre que la superposition avec le cas équivalent est située à une élévation centrale de  $0,5H_m$  pour tous les modèles, on conclue donc que quelque soit le temps ou le rayon, un modèle stratifié est équivalent à un modèle isotrope et homogène à la zone centrale  $0,5H_m$ , l'aquifère confiné stratifié a donc à cette élévation les mêmes propriétés hydrodynamiques d'un aquifère isotrope et homogène, la représentation pour un modèle donné à différent rayon et différentes élévations, montrent que quelque soit l'élévation à laquelle les courbes sont tracées, à partir de  $r=7m$ , c.à.d.  $r=0,7b$  avec  $b$  : épaisseur de l'aquifère, les courbes du modèle stratifié coïncident avec celle du cas équivalent MEHA-1, ce dernier étant le modèle équivalent homogène et anisotrope pour une courbe de teneur en eau constante à travers toutes les couches de l'aquifère, la superposition étant parfaite à ce niveau, on conclue dans ce cas qu'un aquifère confiné anisotrope et homogène est considéré comme milieu équivalent à un aquifère confiné stratifié à partir d'une distance de  $r=0,7bm$ , afin de confirmer cette remarque d'autres longueurs d'aquifère on été simulés les résultats montrent que la distance de superposition est la même et est  $r=0,7m$ . d'autres épaisseurs d'aquifères ont été pris afin de confirmer cette grandeur, et pour lesquelles le résultat était toujours le même, l'aquifère confiné stratifié peut être un milieu équivalent anisotrope et homogène à partir d'une distance radiale  $r=0,7bm$ , les modèles stratifiés avec une courbe de teneur en eau différente par strate et avec un emmagasinement constant montrent que ce modèle équivalent MEHA-2 peut servir pour retrouver la transmissivité, la pente est la même avec le milieu équivalent, par contre il est difficile de retrouver l'emmagasinement les courbes ne se superposent pas.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Alexander.H.D. Cheng., 2000** Multilayered Aquifer systems : Fundamentals and Applications. CRC Press,384p.

**Aubertin,M., Bussière,B., Barbera,J-M., Chapuis,R., Monzon,M. et Achib,M.,1997.** Construction and instrumentation of in situ test plots to evaluate covers built with clean tailings. Fourth International conference on acid rock drainage. Vancouver,B.C. Canada.

**Bathe ,K,J.(1982),** Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hall,735 p.

**Batu, V.1984,** A finite element dual mesh method to calculate nodal darcy velocities in nonhomogeneous and anisotropic aquifers, *Water Resour. Res.*, 20, 1705–1717.

**Batu, V.1998,** Aquifer Hydraulics: A Comprehensive Guide to Hydrogeologic Data Analysis, John Wiley & Sons,Inc., 1998, 727pp. New York.

**Bear, J.1979,** Hydraulics of Ground water, McGraw-Hill, New York, 569 pp.

**Bear J., 1972 :** Dynamics of fluids in porous media. Dover Publications, Inc, New York, 764p.

**Bermes, B.J. (1960).** An electric analog model for use in quantitative hydrologic studies: U.S. Geological Survey, Mimeographed Report.

**Birsoy, Y.K. And Summers, W.K., (1980).** Determination of aquifer parameters from step tests and intermittent pumping data. *Ground Water*, Vol. 18, No. 2, pp. 137-146.

**Bishop,A, Blight,G.E.1963,** Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, *Geotechnique*,pp.177-197.

**Bishop,A. 1959;**The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad*,39,pp.859-863.

**Brown, R.H. (1962).** Theory of Aquifer Tests. Ferris, J.G., Knowles, D.B., Brown,R.H. and Stallman, R.W. (Eds), U.S. Geol. Survey. Water Supply Paper 1536-E, Washington D.C.

**Bureau of Reclamation,1977.** Ground Water Manual. U.S. Dept. of the Interior. Superintendent of Documents,U.S.Govt. Printing Office, Washington, D.C.

**Bussière,B., Lelievre, J.,Ouellet, J.,Bois D.,1995.** Utilisation de résidus miniers désulfurés comme recouvrement pour prévenir le DMA : analyse technico-économique sur deux cas réels. L'exploitation minière et environnement. Compte rendu, Sudbury, Ontario, Canada.

**Castany.G, 1982:** Principe et méthode de l'hydrogéologie. Dunod, Université Paris : Bordas, 237p.

**Chapuis ,R.P.1992b.** Using Cooper-Jacob approximation to take account of pumping well pipe storage effects in early drawdown data of a confined aquifer. Ground Water,30(3) :331-337.

**Chapuis .R. 1999 ;** Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les Publications du Québec, Sainte-Foy,Qc,156p.

**Chapuis, 1994a.** Assessment of methods and conditions to locate boundaries: One or two straight impervious boundaries. Ground Water, Vol. 32, No. 4, pp. 576-582.

**Chapuis, R.P.1992a.** Estimation of storativity from recovery data: Discussion. Groundwater, 30(2): 269-272

**Chapuis,R.P., chenaf,D.,Busssière, B.,Aubertin,M., and Crespo,R.** Auser's assessment method of softwares for saturated and unsaturated seepage conditions. Soumis, Canadian Geotechnical Journal,2000)

**Chapuis,R.P.,Crespo,R., Chenaf,D., Aubertin,M.** Evaluation of groundwater f.e.m. software for steady and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon,pp.61-70,1993.

**Chapuis,R.P.1992b.** Using Cooper-Jacob approximation to make account of pumping well pipe storage effects in early drawdown data of a confined aquifer. Groundwater, 30(3):331-337

**Charles R. Fitts .2002.** Groundwater Science : Elsevier Science, Academic Press. p.467

**Chenaf,D.1997,** Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifère. Thèse de doctorat, université de Montréal, Ecole Polytechnique, 335 pages.

**Chenaf,D., and Chapuis,R.P.1995,** Contribution to the analysis of aquifer tests in both pumping and recovery phases for the case of recharge boundary

conditions. Proceedings, International Association of hydrogeologists, Edmonton, Canada.

**Childs, E.C. et Collis-George, G.N. (1950)**. The permeability of porous material. Proceedings of the Royal Society of London, Series A, 201 : 392-405.

**Chow, V. T., (1952)**. On the determination of transmissivity and storage coefficient from pumping test data. Am. Geophys. Union Trans., Vol. 33, pp.397-44.

**Cole, J.A. and Blair, A.H. (1967)**. Electrical analog techniques in groundwater resource development: Int. Conf. Water Peace, Washington, D.C. 3: 28-39.

**Cooper, H.H.Jr. and Jacob, C.E., (1946)**. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. Trans. Am. Geophysical Union Vol. 27, No. 4, pp. 55-54.

**Crespo, R., 1994**, Modélisation par éléments finis des écoulements à travers les ouvrages de retenue et de confinement de résidus miniers, Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique de Montréal.

**Darcy, H. 1856**. Les fontaines publiques de la Ville de Dijon, Victor Dalmont, Paris.

**Davis, S. N. 1969**. Porosity and permeability of natural materials. in Flow Through Porous Media, R. J. M. De Wiest, ed., Academic Press, New York, 54–89.

**Davis, S.N. and DeWiest, J.M. 1966**. Hydrogeology, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

**Delhomme, J.P., 1979**, Spatial variability and uncertainty in groundwater flow parameters: A geostatistical approach. Water Resour. Res., 15: 269–280.

**Dhatt, G. et Touzot, G. (1981)**, une présentation de la méthode des éléments finis. Maloine, S.A. Editeur, Paris et presses de l'université Laval, Québec.

**Domenico, P. A., and F. W. Schwartz, 1990**, Physical and Chemical Hydrogeology, John Wiley & Sons, New York, First edition, New York, 824 pp., 1990.

**Driscoll, F.G. (1986)**. Groundwater and wells. 2nd edition. Johnson Division, St Paul, Minnesota., 1089 p.

**Duguid, J.O. and JABEL (1974)**. Finite Element Galerkin method for flow in fractured porous media, in Finite Element Methods in Flow Problems. Edited by J.T. Oden, O.C. Zienkiewicz, R.H. Gallagher and C. Taylor, UAH Press, Huntsville,

Ala,pp.599-615.

**Dupuit 1863** Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2e édition, Dunod, Paris, 304 p.

**Earlougher, rc. (1977)**. Advances in weH test analysis. Monograph, Vol. 5, Society of Petroleum Engineers of AIME, Dallas, TX. 264 p.

**Ferris ,J.G.1949**. Ground Water . In Hydrology, Wisler,C.O.and Brater,E.F.,Editors. John Wiley & Sons, New York

**Ferris,J.G., Knowles,D.B., Brown,R.H.and Stallman.R.W.1962**. Theory of aquifer tests.U.S.Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E,69-174

**Fetter 1994** Applied Hydrogeology, 3<sup>rd</sup> ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

**Fetter, C. W. 2001**. Applied Hydrogeology, 4th edn, Prentice–Hall, Upper Saddle River, N.J.

**Fredlund ,D.G. and Morgenstern, N.R(1976)**. Constitutive relations for volumle change in unsaturated soils. Canadian geotechnical Journal, Vol.13,No.3,pp.261-276.

**Freeze, R. A. and J. A. Cherry. 1979**. Groundwater, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

**Freeze, R. A. 1994**. Henry Darcy and the fountains of Dijon. Ground Water, 32(1), 23–30.

**Freeze, R. A. and P. A. Witherspoon. 1967**. Theoretical analysis of regional groundwater flow: 2. Effect of water-table configuration and subsurface permeability variation. Water Resources Research, 3(2), 623–634.

**Freeze, R.A., A,1975**, stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in non-uniform homogeneous media,Water Resources Research, 11, 725.

**Gelhar, L.W. 1977**. Effects of hydraulic conductivity variations on groundwater flows. Proc. 2nd Int.Sympos. Stochastic Hydraulics, Lund (Sweden, 1976), pp. 409–428, Hjort, P., Jonsson, L., and Larsen, P., Eds. Intern. Assoc. Hydraulic Research,Water Res. Publ., Fort Collins, Colorado.

**Gelis, E(1956)**. Elements d’hydraulique souterraine. Notes et mém. Du Serv.géol. du

Maroc, Rabat, n°136.

**GP.Kruseman,N.A. De Ridder 1974** Interprétation et discussion des pompages d'essai. International Institute for Land Reclamation and Improvement.

**Hantush (1964).** Hydraulics of wells. In Advances in Hydrosience, Vol.1 Chow Editor, Academic Press, New York and London, 1, pp. 281-432.

**Hantush (1966)** Analysis of data from pumping tests in anisotropic aquifers. J.Geophys.Res.71:421-426.

**Hantush, M. S. and R. G. Thomas. 1966.** A Method for Analyzing a Drawdown Test in Anisotropic Aquifers. Water Resources Research. Vol. 2, No. 2, pp. 281-285.

**Hantush, M.S. 1961a.** Drawdown around a partially penetrating well. ASCE Journal of the Hydraulic Division, 87(HY4):83-98

**Harr,M.E.,1962.** Groundwater and Seepage.McGraw-Hill, New York ,pp.315.

**Henk M.Haitjema 1995,** Analytic element modeling of groundwater flow,Academic Press.p394.

**Jacob, C.E, 1940,** The flow of water in an elastic artesian aquifer.Trans.Amer. Geophys. Union,Vol.2, pp.547-586.

**Jacob, C.E, 1950,** Flow of groundwater. In Engineering Hydraulics, Proc of the 4th. Hydraulic Conference, John Wiley & sons, New York,N.Y,pp.321-386.

**Jaques Willey Delleur (1998),** The handbook of groundwater engeneering , CRC Press.

**Jaques Willey Delleur (2007),** The handbook of groundwater engeneering , CRC Press, second edition.

**Karplus, W.J. (1958).** Analog simulation Solutions of Field Problems. McGraw-Hill Series in Information Processing and Computers, McGraw-Hill, New York.

**Hiscock, M. Kevin 2005,** Hydrogeology Principles and Practice , by BLACKWELL PUBLISHING, United Kingdom, p389.

**Knowles,D.B.1955.** Groundwater hydraulics: a summary of lectures presented by J.G.Ferris.U.S. Geological Survey Open-File Report.

**Kruseman et De Ridder, 1974 :** Interprétation et discussion des pompages d'essai, Inter National Institute For Land Reclamation And Improvement Wageningen The Netherlands 1974, 213p.

**Kruseman et De Ridder, 1979.** Analysis and evaluation of pumping test data, Institute for Land Reclamation and Improvement,200p.

**Kruseman, G. P. and De Ridder, N. A. 1990.** Analysis and Evaluation of Pumping Test Data. Second Edition. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) Publication 47. Wageningen, The Netherlands.

**Kruseman, G.P. And De Ridder (1991).** Analysis and evaluation of pumping test data. Intem. Inst For Land Reclamation and improvement, Wageningen, The Netherlands. Pub. 47.

**Lennox, D. H. (1966).** Analysis and application of stepdrawdown test ASCE. Proc.,Vol. 92, No. 4967.

**Liakopouls; 1965,** Darcy's coefficient of permeability as symmetric tensor of second rank, Bulletin de l'A.I.H.S.

**Lohman, S.V,1972,** Groudwater Hydraulics.U.S. Geological Survey Professional Paper 708, 70p

**Maasland, M.1957,** Theory of fluid flow through anisotropic media, in (Section II), Drainage of Agricultural Lands, Eds., Luthin, J. N.,American Society of Agronomy, Madison, Wisconsin, 1957, pp. 216–236.

**Marcus,H.,1962.** The permeability of a sample of an anisotropic porous medium.J.Geophysics.Res.,67(13),5215-5225.

**Marsily, 1986 :** Quantitative Hydrogeology.Academic Press, San Diego,CA,440 p;

**Marsily,1981 :** hydrogéologie quantitative, collection sciences de la terre ; Masson,Paris,215p.

**Muskat, M. 1934.** The flow of compressible fluids through porous media and some problems of heat conduction. J. Appl. Phys. 5, 71–94.

**Narasimhan, T.N.(1982).** Multidimensional numerical simulatino of fluid flow in fractured porous media. Water Ressources Research , 18,pp.1235-1247.

**Neuman, S. P., G. R. Walter, H. W. Bentley, J. J. Ward and D. D. Gonzalez.**

**1984.** Determination of Horizontal Anisotropy With Three Wells. Ground Water. Vol. 22, No. 1, pp. 66-72.

**Neuman, S.P. and Witherspoon, P.A. (1969).** Transient flow of groundwater to wells in multiple-aquifer systems. Publ. 69-1, Dep ; of Civ. Eng., Geotech. Eng., University of California, Berkeley, California.

**Neuman, S.P. (1975)** Analysis of pumping test data from anisotropic confined aquifers considering delayed gravity response. Water Resources Research 11, 329–342.

**Neuzil, C. E. 1994.** How permeable are clays and shales? Water Resources Research, 30(2), 145–150.

**OEPA. (2006),** Pumping and slug test, Technical Guidance For Ground Water Investigations Chapter 4, 40 p.

**Papadopoulos. 1965;** Nonsteady flow to a well in an infinite anisotropic aquifer. Symposium on Hydrology of fractured rocks. Dubrovnik.

**Papadopoulos .I.S ,Cooper , Jr.H.H 1967,** Drawdown in a well of large diameter. Water Resources Research, Vol. 3, No. 1, pp. 241-244.

**Papadopoulos, I. S. 1965.** Nonsteady flow to a well in a finite anisotropic aquifer. International Association of Scientific Hydrology Symposium. American Water Resources Assoc. Proc. No. 4, pp. 157-168.

**Patten, E.P. Jr. (1965).** Design, construction and use of electric analog model. In: Analog model study of groundwater in Houston District. L.A. Wood and R.K. Gabrysh (Eds), Texas Water commission Bull. No. 65089, 1-103.

**Pinder, G.F and Gray, W.G. (1977 ).** Finite element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology. Academic Press, New York.

**Polubarinova-Kochina, P. Ya. 1962,** Theory of Ground Water Movement, De Wiest, R.J.M., Princeton University Press, Princeton, New Jersey, 613 pp. (Translated from the Russian by J. M. Roger De Wiest).

**Prickett, T.A. (1975).** Modeling techniques for groundwater evaluation. In: Chow, V.T. (ed.), Advances in hydroscience. Academic Press, 10: 1-143.

**Raghunath, ha. (1982).** Groundwater. A Halsted Press Book, John Wiley &

Sons, New York, 456p.

**Rai, S.P. (1985).** Numerical determination of aquifer constants. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.111, pp.1110-1114.

**Reddy, J.N. (1993).** An Introduction to the Finite Element Method. Second Edition. McGraw-Hill Inc.

**Richards, L.A. (1931).** Capillary conduction of liquids through porous medium. J. Physics. p.318-333.

**Rorabaugh, W.H. (1953).** Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian well. ASCE, Proc., Vol. 79, No. 362.

**Scheidtger A.E. 1957,** The physics of flow through porous media. I vol., 231 p. Toronto Press.

**Segerlind, L.J. (1984).** Applied Finite Element Analysis. John Wiley and Sons.

**Shneebeli, G. 1978,** Hydraulique souterraine, ; Direction des études et recherches d'électricité de France, Editions Eyrolles, p362.

**Singh, V.S. (2000).** Well storage effect during pumping test in an aquifer of low permeability. Hydrological Sciences Journal, 45(4): 589-594.

**Singh, V.S. and Gupta, C.P. (1986).** Hydrogeological parameter estimation from pumping test on large diameter well. Journal of Hydrology, 87: 223-232.

**Skempton, A.W., 1954.** The pore pressure coefficients A and B, Geotechnique 4, pp.143-147.

**Skempton, A.W., 1960 ;** Effective stress in soils, concrete and rocks.

**Skibitzke, H.E. (1960).** The use of analog computers for studies in groundwater hydrology. J. Inst. Water Eng., 17.

**Stallman, R.W. 1963.** Type curves for the solution of single boundary problems. Shortcuts and special problems in aquifer tests, compiled by R. Bentall, U.S. Geological Survey paper 1545-C, 45-47.

**Stallman, R.W. (1963).** Electric analog of three-dimensional flow to wells and its application to unconfined aquifers. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1536-H, 205-242.

- Terzagui, K., 1943.**Theoretical soil mechanics, Chapman and Hall, London.
- Thangarajan, M. (1975).** R-C Analog Modeling Technique for Groundwater Management. NGRI, Technical Report, No. 4938/G, 1-19.
- Thangarajan, M. (1983).** Electric Analog Model Study of Some Representative Groundwater Basins in India, Ph.D. Dissertation, Indian School of Mines, Dhanbad,India, 198.
- Theis(1935)**The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Tans. Amer. Geophvs.Union, -Vol. 2, p p. 51S524.
- Thiem 1906** Hvdrologische Methoden, Gebhardt Leipzig, 56 p.
- Tison,L.J.(1953).** Cours d'hydraulqie. 2ème partie,pp.265-430
- Todd, 1980** Groundwater Hydrogeology.2<sup>nd</sup> ed.JohnWiley and Sons, New York,539p.
- U.S. Department Of The Interior (1977).** Ground Water Manual. a water resources technical publication. U.S. Government Printing office, Washington, 480 p.
- V. Halek and J.Svec , 1979,** Groundwater hydraulics , Elsevier Scientfic Publishing Compagny, Czechoslovac Academy of Sciences,p621.
- Verruijt,A.1980,** A simple formula for the estimation of pore pressures and their dissipation, Applied Ocean Research, Vol.2,pp.57-62.
- Verruijt,A.1984,** The theory of consolidation, in Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media, edited bay Bear J. and Corapcioglu Y.,NATO,ASI Series
- Walton, W.C. and Prickett, T.A. (1963).** Hydrogeologic Electric Analog Computers. Proceedings of American Society of Civil Engineers, 67-91.
- Weeks, E. P. 1969.** Determining the Ratio of Horizontal to Vertical Permeability by Aquifer-Test Analysis. Water Resources Research. Volume 5, pp. 196-214.
- William C. Walton, 2007,** Aquifer Test Modeling, CRC Press , Taylor and Francis Group,p238.
- Yanful,E.K., et Aube, B.1993.** MOdelling moisture-retaining soil covers. Proceedings on the joint CSCE-ASCE National Conference on Environnemental Engineering, Montreal,1 :373-380.

**Yeh, H.D. (1987a).** Discussion of numerical determination of aquifer constants. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE., Vol. 113, pp. 948-951.

**Yeh, H.D. (1987b).** Theis' solution by nonlinear least squares and finite-difference Newton's method. Ground Water, Vol. 25, pp. 710-715.

**Zienkiewicz,O.C. and Taylor,R.L .(1991).** La méthode des éléments finis : formulation de base et problèmes linéaires. Editeur AFNOR,Paris,620p.

**Zienkiewicz,O.C.(1979),** La Méthode des éléments finis , McGraw Hill, 1979 , 851 pages

**Alexandre Ern,Jean-Luc Guermond (2002),** Eléments finis : théorie, application, mise en œuvre, Volume 36 de Mathématiques & applications, Springer, 430 pages