



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

École 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 :

LEMRAJJI Djamel

Ingénieur d'état en Hydraulique

Diplômé de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique

Thème :

**INFLUENCE DE L'HETEROGENEITE LOCALE SUR LES DONNEES
D'ESSAI DE PERMEABILITE A NIVEAUX VARIABLES**

Soutenu le 17/02/2011

devant le jury composé de :

Mr. A. KETTAB

Professeur, ENP

Président

Mme. D. CHENAF

Professeure, RMC, Canada

Directrice du mémoire

Mr. S. LARBI

Professeur, ENP

Examinateur

Mlle. S. BENMAMAR

Maître de conférences,(A) ENP

Examinatrice

Mlle. J. ARRAR.

Maître de conférences,(A) ENP

Examinatrice

ANNEE UNIVERSITAIRE 2010/2011

REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord Dieu tout puissant pour m'avoir guidé et de m'avoir donné le courage et l'espoir de terminer ce travail de recherche.

Je suis très heureux de témoigner de ma profonde gratitude à ma promotrice Professeure DJAOUIDA CHENAF. Je lui suis très reconnaissant de m'avoir fait bénéficier de ses compétences scientifiques et pratiques et d'avoir proposé et dirigé ce travail. Je la remercie de m'avoir orienté pour la réalisation de ce mémoire, ne ménageant ni son temps ni ses conseils et d'avoir énormément contribué à ma formation dans ce domaine.

Je remercie Monsieur Pr. A. KETTAB, coordonnateur de l'Ecole Doctorale SEDD à l'Ecole Nationale Supérieure Polytechnique. d'avoir accepté d'évaluer ce travail et me faire l'honneur de présider mon Jury de thèse.

Je remercie particulièrement Pr LARBI, Dr. BENMAMAR. et, Dr. ARRAR. J., qui ont très aimablement accepté d'examiner mon travail.

Enfin, j'aimerais dire un gros merci et exprimer mon extrême gratitude à ma famille, pour leur patience et leurs encouragements tout au long de ces années et à Mr ADJAJ MUSTAPHA. Je ne saurais, enfin, oublier de remercier tous mes enseignants et camarades ainsi que tous ceux et celles qui m'ont aidé de près ou de loin.

DEDICACES

Je dédie ce modeste mémoire en signe de respect et de reconnaissance :

*D'*abord à ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour, son aide et son soutien qui m'ont permis d'arriver à ce jour.

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

A ma chère grande mère, et sa famille

A mes très chers frères

A mes deux très chères sœurs

ملخص

تجارب نفاذية مستوى متغير يتم استخدامه لتحديد النفاذية المحلية لنظام المياه الجوفية ، وطرق التفسير للاختبار يتم على أساس افتراضات مبسطة موحد الخواص متجانسة لا تمثل الحالة الطبيعية للتربة في معظم الأحيان غير متجانسة متباين الخواص .في طبقة المياه الجوفية غير متجانسة يتم وضع الهضبة عشوائي، لا بد لنا من اليحت عن موضع مصفاة لتتمكن من استخدام أساليب مبسطة لتحديد النفاذية المحلية أو ما يعادلها .ونحن نركز عرضنا على كلا الجانبين لإظهار أوجه القصور في استخدام الطرق التقليدية من قبل إخضاعهم للمقارنة مع نموذج رقمي باستخدام البرنامج SEEP/w.أولا قمنا محاكاة برنامج اختبار باستخدام البر نامج SEEP/w. لحالات مختلفة لمعرفة تأثير الخواص المتباينة على تحديد نفاذية المياه الجوفية على أساس مقارنة عامل الشكل (c) ثم قمنا بقياس تأثير نفاذية الطبقات السفلى من موق ع مصفاة مع هذه الأخيرة من أجل التحقق من صحة أو عدم استخدام الطرق التقليدية في تحديد النفاذية المحلية، و بعد ذلك الوقوف على الوضع الأمثل للهضبة ما يعادل تحسب للتربة. لهذا نحن نستند على المقارنة بين منحنيات السرعة من طراز العددية للطبقات المياه الجوفية مع هذا النموذج ما يعادل متجانسة .

الكلمات الرئيسية : غير متجانسة ,متباين الخواص ,عامل الشكل, النفاذية, منحنيات السرعة

RESUME

Les essais de perméabilité à niveau variable sont utilisés pour déterminer la perméabilité locale d'une formation aquifère. Les méthodes d'interprétation de ces essais basées sur les hypothèses simplifiées comme l'aquifère est homogène et isotrope ne représentent pas l'état naturel du sol qui est le plus souvent hétérogène et anisotrope. Pour la réalisation des essais de perméabilité dans les aquifères hétérogènes, le niveau d'installation de la crépine se fait au hasard sans qu'aucune étude n'ait été faite pour guider dans le choix du niveau d'installation de la crépine de manière à utiliser les méthodes simplifiées pour la détermination de la perméabilité locale ou équivalente. Nous avons axé notre mémoire sur deux parties afin de montrer les limites d'utilisation des méthodes classiques en les soumettant à une comparaison avec un modèle numérique d'éléments finis. Dans un premier lieu, nous avons simulé numériquement l'essai à niveau variable pour différents cas de figures afin d'établir l'influence de l'anisotropie sur la détermination de la perméabilité en se basant sur les valeurs du coefficient de forme C. Nous avons ensuite entrepris, pour les formations stratifiées, l'étude de l'influence de la perméabilité de la strate inférieure sur la position de la crépine avec cette dernière en vue d'évaluer l'applicabilité des méthodes d'interprétations classiques. Par la suite, nous avons tenté d'établir la position optimale de la crépine afin de calculer la perméabilité équivalente du sol. Pour cela, nous nous sommes basé sur la comparaison des courbes de vitesse du modèle numérique de l'aquifère stratifié avec celui du modèle équivalent homogène.

Mots clés : anisotropie ; hétérogénéité ; coefficient de forme ; perméabilité ; courbe de vitesse

ABSTRACT

The variable head permeability test is used to determine the local permeability of an aquifer formation. The methods of interpretation of this test based on the simplified assumptions of homogeneity and isotropy do not represent the natural state of the ground which is generally heterogeneous and anisotropic. In the heterogeneous aquifer the screen installation is done randomly, we must establish the location of the screen so as to use the simplified methods to determinate the local or equivalent permeability. This work is presented in two parts in order to show the limits of applicability of the traditional methods by subjecting them to a comparison with a finite element numerical model. Initially we simulated numerically the variable head permeability test for different cases in order to show the influence of the anisotropy on the determination of the permeability, based on the comparison of the shape factor C values. We then study the influence of the permeability of the inferior layer on the position of the screen to check the validity of the traditional methods of interpretation, and then we have established the optimal position of the screen in order to calculate the equivalent permeability of the ground based on the comparison of the velocity graphs of the numerical results with the homogeneous equivalent model.

Keywords: anisotropy; heterogeneity; shape factor; hydraulic conductivity; velocity graph

TABLES DE MATIERES

REMERCIEMENTS	i
DEDICACES	ii
RESUME.....	iii
TABLES DE MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAUX :	vii
LISTE DES SYMBOLES	xiii
Introduction	1
Chapitre I :.....	4
Les paramètres des aquifères : définition générale	4
1.1. HYDROGEOLOGIE :	4
1.2. L'eau dans le sol.....	4
1.3. Aquifère, Aquitard et Aquiclude :.....	4
1.4. Les systèmes aquifères	5
1.5. Hétérogénéité et anisotropie	5
1.6. Loi de Darcy.....	6
1.6.1. Charge hydraulique et piézométrie :	7
1.6.2. DOMAINE DE VALIDITÉ DE LA LOI DE DARCY	7
1.6.2.1. Milieu homogène et isotrope.....	8
1.6.2.2. Milieu anisotrope :	8
1.7. Propriété physique des aquifères :	9
1.7.1. Porosité et indice de vide :	9
1.7.2. Rétention spécifique et Porosité efficace:.....	10
1.7.3. Viscosité, masse volumique :.....	11
1.8. LES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUE :.....	12
1.8.1. Perméabilité	12
1.8.1.1. Détermination de la perméabilité en fonction de la granulométrie du sol : ...	13
1.8.1.2. Mesure en laboratoire du coefficient de perméabilité du sol	15
a) Essais à charge constante	15
b) Essais à charge variable	15
1.8.1.3. Hétérogénéité et anisotropie de la conductivité hydraulique	16
1.8.2. Compressibilité	21
1.8.3. Transmissivité (T).....	21

1.8.4.	Coefficient d'emmagasinement (S)	22
1.9.	Les équations de l'écoulement souterrain en milieu poreux	22
	CHAPITRE II :	24
	Les méthodes de Mesure de la perméabilité in-situ et les méthodes d'interprétation.....	24
2.1.	<i>Introduction</i>	24
2.2.	<i>Essai de pompage</i>	24
2.3.	<i>Essai ponctuel</i>	25
2.3.1.	L'essai de perméabilité à niveau constant.....	26
2.3.2.	L'essai de perméabilité à niveau variable in situ	27
2.3.2.1.	Méthode du tube ouvert.....	30
2.3.2.2.	Mesures locales de perméabilité par essai LEFRANC.....	30
2.3.2.3.	Méthode du bout de tubage	35
2.3.2.4.	Méthode du slug test.....	35
2.3.2.5.	Analyse et interprétation des essais de perméabilité à niveau variable	36
2.3.2.5.1.	Méthode de Hvorslev (1951)	37
2.3.2.5.2.	Méthode de Cooper et al (1967)	40
2.3.2.5.3.	Méthode de Bouwer et Rice (1976)	43
2.3.2.5.4.	Méthode de Nguyen et Pinder (1984):.....	45
2.3.2.5.5.	Méthode du graphique de vitesse.....	46
2.3.2.6.	La méthode perméamétrie auto-foreur	48
	Chapitre III	51
	SEEP/W : LOGICIEL D'ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DE L'ESSAIS DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE.....	51
3.1.	Introduction :	51
3.2.	Présentations du logiciel Seep/w	51
3.3.	Equation d'écoulement utilise par SEEP/W.....	52
3.4.	Formulation de la solution par éléments finis de l'E.D.P :	54
3.5.	Conclusion :	59
	CHAPITRE IV	60
	ANALYSE DE L'ESSAI DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE EN MILIEUX HOMOGENE ISOTROPE ET HOMOGENE ANISOTROPE	60
4.1.	Introduction :	60
4.2.	Présentation générale des modèles étudiés :	60

4.2.1.	Modélisation du matériau de l'aquifère :	61
4.2.2.	Modélisation du puits d'injection :.....	61
4.3.	En milieu homogène et isotrope	61
4.3.1.	Simulation de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant.....	61
4.4.	En milieu homogène et anisotrope	66
	Conclusion :.....	70
	CHAPITRE V	83
	ANALYSE DE L'ESSAI DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE EN MILIEUX STRATIFIE	83
5.1.	Introduction :.....	83
5.2.	Description des modèles analysés	84
5.2.1.	Détermination de l'influence de la perméabilité de la strate inférieure	86
5.2.1.1.	Méthodologie	86
5.2.1.2.	Interprétation des résultats :	87
5.2.2.	La détermination de la l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates :.....	88
5.2.2.1.	Méthodologie :	88
5.2.2.2.	Interprétations des résultats :.....	90
	Conclusion générale	124

LISTE DES TABLEAU :

Tableau1- 1: ordre de grandeur de la conductivité hydraulique de plusieurs types de sols	23
Tableau2- 1: les différentes méthodes d'interprétation des essais de pompage.....	25
Tableau2- 2: Comparaison des caractéristiques des essais de perméabilité in situ et leur hypothèse.....	28
Tableau2- 3: coefficient de forme de Lefranc	32
Tableau 5- 1: Les caractéristiques géométriques et hydraulique des modèles étudiés	94
Tableau 5- 2: Les caractéristiques géométriques et hydrauliques des modèles étudiés pour les différentes épaisseurs d'aquifère	96

LISTES DES FIGURES :

Figure1- 1 : Schéma de l'expérience de Darcy réalisée en 1856	6
Figure1- 2 : graphique de la viscosité en fonction de la température)	11
Figure 1- 3: Essai de perméabilité hydraulique au laboratoire	16
Figure1- 4: Ellipse représentant la conductivité hydraulique d'un milieu anisotrope	17
Figure1- 5: Perméabilité des sols stratifiés	20
Figure2- 1: Schéma de principe de l'essai en tube ouvert.....	30
Figure 2- 2 : Schéma de principe de l'essai Lefranc	31
Figure2- 3: Essai Lefranc dans un aquifère dont les limites (haute et basses) sont à des distances finies	33
Figure2- 4: Schéma de principe de l'essai en bout de tubage	35
Figure2- 5: Schéma de principe de la méthode de Hvorslev.....	38
Figure2- 6: Schéma de principe de la méthode de Cooper et al.....	40
Figure2- 7: Evolution théorique de la charge en fonction de α et β	42
Figure2- 8: Schéma de principe de la méthode de Bouwer et Rice	45
Figure2- 9: Courbes reliant les coefficients A, B, C aux différentes valeurs de L/r_w	45
Figure2- 10: Schéma de DPP	50
Figure 3-1 : Région de l'aquifère partiellement subdivisée par les éléments finis et l'élément typique.....	54
Figure 4- 1 : Schéma de la situation de l'essai de perméabilité à niveau variable.....	71
Figure 4- 2: Maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique	72
Figure 4- 3: La Conductivité hydraulique du matériau de l'aquifère en fonction de la pression interstitielle.....	73
Figure 4- 4: La teneur en eau du puits d'injection en fonction de la pression interstitielle	73
Figure 4- 5: La conductivité hydraulique du puits d'injection en fonction de la pression interstitielle.....	74
Figure 4- 6 : La teneur en eau du puits d'injection en fonction de la pression interstitiel	74
Figure 4- 7: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant et ascendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime permanente de l'état initiale de l'aquifère, maillage d'élément finis est les conditions aux limites	75
Figure 4- 8: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime transitoire de l'étape d'injection d'une	

charge d'eau dans le puits d'injection; maillage d'élément finis est les conditions aux limites.	75
Figure 4- 9: La discrétisation du temps de l'étape de l'injection	76
Figure 4- 10: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope en régime transitoire de l'étape de l'injection d'une charge d'eau dans le puits d'injection; distribution des équipotentielle et utilisé les conditions aux limites comme conditions initiales.....	77
Figure 4- 11: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime transitoire de l'étape de commencement du rabattement de la charge injecté dans le puits d'injection ; maillage d'élément finis et les conditions aux limites.....	77
Figure 4- 12: La discrétisation de temps de l'étape du rabattement de la charge injecté et de remonté de la charge prélevé.....	78
Figure 4- 13: Graphes du coefficient de forme C en fonction du rapport L/D.....	78
Figure 4- 14: la variation de débit injecté en fonction de la charge moyenne pour les différents élancements	79
Figure 4- 15: Graphes du coefficient de forme C en fonction du rapport L/D calculés par les trois méthodes (analytique formule de Hvorslev, Bower et Rice et numérique à charge variable).....	80
Figure 4- 16: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport α calculés par les méthodes numérique	80
Figure 4- 17: Graphes Canis/Cisot en fonction du rapport α calculé par les méthodes numérique.....	81
Figure 4- 18: Graphes représente le rapport entre deux coefficient de forme de différents élancement L/D c en fonction du rapport α calculer par les méthodes numériques.....	81
Figure 4- 19: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport L/D et α calculés par les méthodes analytiques de Hvorslev dans le milieu anisotrope	82
Figure 4- 20: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport L/D et α calculés par les méthodes analytiques de Bower et Rice dans le milieu anisotrope	82
Figure 5- 1: Schéma représentatif du modèle stratifié bicouche. Mesure de la conductivité hydraulique de la couche supérieure	98
Figure 5- 2: La teneur en eau volumique des matériaux formant les éléments de l'aquifère en fonction de la pression interstitielle	98

Figure 5- 3:La conductivité hydraulique des strates supérieures en fonction de la pression interstitielle.....	98
Figure 5- 4:Les conductivités hydrauliques des strates inférieures en fonction de la pression interstitielle.....	99
Figure 5- 5: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=10m$	102
Figure 5- 6: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 > K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=10m$	104
Figure 5- 7: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=11m$	106
Figure 5- 8: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 > K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=11m$	109
Figure 5- 9: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=12m$	111
Figure 5- 10: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=12m$	113
Figure 5- 11: schéma représentatif du modèle stratifié étudié pour avoir l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates	114
Figure 5- 12: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène anisotrope ($K_1/K_2=20$)	114
Figure 5- 13: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($k_1/K_2=10$).....	115
Figure 5- 14: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K_1/K_2=2$)	115

Figure 5- 15: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K_1/K_2=0.02$)	116
Figure 5- 16: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K_1/K_2=0.1$)	116
Figure 5- 17: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K_1/K_2=0.2$)	117
Figure 5- 18: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate supérieure ($K_1>K_2$).....	117
Figure 5- 19: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate supérieure ($K_1<K_2$).....	118
Figure 5- 20: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=20$).....	118
Figure 5- 21: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=10$).....	119
Figure 5- 22: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=2$)	119
Figure 5- 23: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=0.2$).....	120
Figure 5- 24: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=0.1$)	120
Figure 5- 25: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=0.02$)	121

Figure 5- 26: l'écart entre la pente de la courbe de vitesse de modèle équivalent homogène (PEH) et la pente de la courbe de vitesse de modèle stratifié (PSTR)	122
Figure 5- 27: l'écart entre la pente de la courbe de vitesse de modèle équivalent homogène (PEH) et la pente de la courbe de vitesse de modèle stratifié (PSTR)	123

LISTE DES SYMBOLES

A	sections de l'aquifère, [m ²]
A _i	sections de strates d'ordre i, [m ²]
b	épaisseur de l'aquifère, [m]
b _i	épaisseur de strate d'ordre i, [m]
C	coefficient de forme, [m]
c	constant adimensionnels
D	diamètre de puits, [m]
d _e	diamètre effective des grains [mm]
e	indice de vides, [-]
g	accélération de la pesanteur, [m/s ²]
h	charge hydraulique, [m]
H ₀	charge au début de l'incrément de temps
H ₁	charge a la fin de l'incrément de temps
i	gradient hydraulique, [-]
i _x	gradient hydraulique en x, [-]
i _y	gradient hydraulique en y, [-]
K	conductivité hydraulique, [m/s]
K _i	conductivité hydraulique de la strate i, [m/s]
K _h	conductivité hydraulique horizontale, [m/s]
K _v	conductivité hydraulique verticale, [m/s]
K _x	conductivité hydraulique dans la direction x, [m/s]
K _y	conductivité hydraulique dans la direction y, [m/s]
K _z	conductivité hydraulique dans la direction z, [m/s]
L	longueur de la crépine. [m]
M	Masse de l'eau [kg]
M _w	Masse de l'eau [kg]
M _s	Masse des grains solides [kg]
n	porosité, [-]
n _e	porosité effective, [-]
Q	débit pompé ou injecté, [m ³ /s]
R _e	nombre de Reynold [-]
r _w	rayon du puits plus l'épaisseur de gravier qui enveloppe le puits [m]

r_c	rayon intérieur de puits si le niveau de l'eau est au-dessus de la partie perforé [m]
S	coefficient d'emmagasinement, [-]
S_s	emmagasinement spécifique, [m ⁻¹]
S_r	degré de saturation, [-]
S_{re}	rétenion spécifique [-]
S_y	débit spécifique « porosité efficace » [-]
S_{inj}	section de la zone d'injection, [m ²]
t	temps [s]
T	transmissivité hydraulique de l'aquifère, [m ² /s]
u_a	pression d'air interstitiel, [N/m ²]
u_w	pression d'eau interstitielle, [N/m ²]
V_r	vitesse réelle de l'eau, [m/s]
V	vitesse de Darcy ou vitesse fictive, [m/s]
V_x	vitesse dans la direction x, [m/s]
V_y	vitesse dans la direction y, [m/s]
V_z	vitesse dans la direction z, [m/s]
V_T	volume total, [m ³]
V_s	volume des grains solides, [m ³]
V_v	volume des vides, [m ³]
V_w	volume d'eau, [m ³]
V_{wr}	volume d'eau retenue, [m ³]
V_{wg}	volume d'eau drainé sous l'effet de force de gravité, [m ³]
W	teneur en eau massique [%]
W_i	fonction de pondération [-]

Lettres Grecques :

α	compressibilité du solide de l'aquifère, [N/m ²]
α	rapport d'anisotropie [-]
β	coefficient de compressibilité de l'eau, [N/m ²]
ξ	Coefficient empirique représentant les formes des grains, [-]
ξ_H	Coefficient empirique représentant les formes des grains de Hazen, [-]
ξ_S	Coefficient empirique représentant les formes des grains de Slichter, [-]
ξ_T	Coefficient empirique représentant les formes des grains de Terzaghi, [-]

ξ_U	Coefficient empirique représentant les formes des grains de l'USBR, [-]
$\varphi(n)$	fonction de porosité [-]
γ_w	poids volumique de l'eau, [N/m ²]
η	coefficient d'uniformité, [-]
λ	élancement, [-]
μ	viscosité dynamique [s/m ²]
ν	viscosité cinématique [m ² /s]
θ	teneur en eau volumique, [-]
ρ :	masse volumique, [kg/m ³]
Δh	perte de charge hydraulique [m]
σ'	contrainte effective, [N/m ²]
τ	contrainte, [N/m ²]

Introduction

La perméabilité hydraulique est une propriété fondamentale du sol. Elle représente la capacité de ce dernier à transmettre à travers les interstices qu'il en contient l'eau qui s'y trouve. La connaissance de ce paramètre est indispensable dans les études et travaux d'ingénierie de géotechniques, d'hydraulique souterraine et dans le domaine émergent très actuel de l'hydro-géo-environnement. Ce paramètre joue également un rôle important dans le domaine des Sciences comme l'environnement et l'agronomie. Le coefficient de conductivité hydraulique peut être déterminé en laboratoire sur échantillon remaniés ou intacts et In Situ.

Une des méthodes de perméabilité à niveau variable consiste à injecter une quantité d'eau dans le puits et de suivre la variation du niveau d'eau en fonction du temps.

La plupart des méthodes d'interprétation utilisées de l'essai de perméabilité à niveau variable supposent le sol homogène et isotrope. L'influence de l'anisotropie et de l'hétérogénéité n'est par conséquent jamais prise en compte bien que le sol est généralement hétérogène et anisotrope, en particulier les aquifères stratifiés. Dans la solution générale de Hvorslev (1951), le sol est considéré homogène et isotrope et une correction du coefficient de forme est introduite pour le cas du sol anisotrope. Cependant, ni l'hétérogénéité ni l'anisotropie ne sont prises en considération dans les méthodes de Bouwer et Rice (1976) et de Cooper et al. (1967). ZlotniK (1994) a fait des corrections sur la formule du coefficient de forme donnée par Bouwer et Rice (1976) dans le cas d'un milieu anisotrope.

Dans la pratique générale de l'essai de perméabilité en place sur le sol hétérogène stratifié le niveau d'installation de la crépine est arrêté sans se préoccuper de l'applicabilité des méthodes d'interprétations disponibles aux données obtenues. En effet, la pratique courante ne donne pas de recommandations particulières sur le niveau d'installation de la zone d'injection quand il s'agit de la mesure de la perméabilité d'une couche d'épaisseur finie au-dessus d'une autre couche de sol de perméabilité différente. Dans la présente étude, ce problème est investigué en deux parties. La première partie est consacrée à la mesure de la perméabilité in situ d'une couche dans une formation bicouches. La mesure de l'influence de la perméabilité de la strate inférieure sur la perméabilité de la strate supérieure est menée en fonction de la distance du bout de la crépine avec strate inférieure. La deuxième partie est de

voir quelle est la perméabilité qu'on peut avoir dans le cas où la crépine intercepte les deux strates.

Ainsi, le but de ce mémoire est de mettre en valeur l'influence de l'hétérogénéité et de l'anisotropie sur le calcul de la conductivité hydraulique dans le cas particulier d'un terrain bicouche. Le niveau d'installation de la crépine ou zone d'injection ne pourra plus être fait au hasard. Le choix sera dicté par les conditions d'applicabilité des méthodes d'interprétation des données d'essais de perméabilité à niveau variable des sols homogènes pour déterminer la perméabilité locale d'une strate et la perméabilité globale (équivalente) du modèle hétérogène. Pour cela, on utilisera le logiciel seep/w pour calculer le coefficient de forme. Les valeurs trouvées sont comparées avec celles données par les formules de Hvorslev (1951), et de Bouwer et Rice(1976).

Ce mémoire est divisé en cinq chapitres, suite à cette introduction et à la présentation de la problématique, on établit dans le premier chapitre un rappel sur les propriétés des aquifères et sur l'équation de conservation de Richards, principale équation qui gouverne l'écoulement de l'eau dans le sol ainsi que les méthodes utilisées dans les laboratoires pour déterminer la conductivité hydraulique. Dans le deuxième chapitre, on décrira les méthodes utilisées in situ pour la mesure de la perméabilité du sol en place et leurs méthodes d'interprétation ; le troisième chapitre est une introduction au logiciel SEEP/W d'éléments finis de modélisation de l'écoulement souterrain ; dans le quatrième chapitre on présentera les modèles de simulations des essais de perméabilité à niveau variable d'un aquifère libre homogène isotrope et anisotrope. Une approche de modélisation de l'injection est présentée. Les résultats de ces analyses obtenus à l'aide du logiciel sont comparés avec les formules de Hvorslev et Bouwer et Rice .

Le chapitre cinq est consacré à la simulation de l'essai de perméabilité à niveau variable dans un aquifère a nappe libre hétérogène stratifié. Ce chapitre est subdivisé en deux parties : dans le première partie, on établit des comparaisons entre les résultats de simulation des modèles stratifiés pour différentes positions de la zone d'injection avec les résultats du cas homogène. Dans la deuxième partie, on procédera à la modélisation pour différentes longueurs de contact de la crépine avec les strates de chaque modèle et on les comparera avec les résultats du cas homogène afin de trouver la longueur de contact de la crépine pour valider l'utilisation de la

méthode d'interprétation simplifiée (aquifère homogène) pour calculer la perméabilité équivalente de l'aquifère stratifié.

La dernière partie de ce mémoire, on passera en revue les principaux résultats et les conclusions qui se dégagent de cette étude.

Chapitre I :

Les paramètres des aquifères : définition générale

1.1.HYDROGEOLOGIE :

L'hydrogéologie est la science de l'eau souterraine, dont la base fondamentale est la géologie. Elle a pour objectif l'étude de la quantité, la qualité, les modalités de l'écoulement et la position des eaux souterraines ; elle contribue à la gestion des eaux souterraines. L'hydrogéologie est une science multidisciplinaire qui fait appel aux méthodes de prospection géophysique, aux techniques de forage et de captage et à l'hydrodynamique souterraine.

1.2.L'EAU DANS LE SOL

Le sol est composé de trois phases : liquide, solide et gazeuse. L'eau peut exister dans le sol sous plusieurs formes et est liée avec des degrés différents d'énergies. On distingue : l'eau de constitution des roches et minéraux, l'eau liée et l'eau libre [De Marsilly., 1981, Cassan., 2005 ;

- l'eau liée, c'est l'eau attachée à la surface des grains par les forces d'attraction moléculaire, Qui peut définir la surface spécifique du milieu. Ces forces décroissent avec l'éloignement de la molécule d'eau au grain
- l'eau libre, qui se trouve en dehors des forces d'attraction qui peut circuler librement sous l'effet de la gravité ;
- l'eau capillaire est située dans la zone non saturée et retenue sous l'action des tensions superficielles dans les interstices entre les particules du sol et constitue la frange capillaire ; cette eau occupe la totalité des pores et ne peut s'écouler librement.

1.3.AQUIFERE, AQUITARD ET AQUICLUDE :

Un aquifère est défini comme une unité géologique perméable saturée, qui peut fournir ou emmagasiner des quantités d'eau appréciables. Les aquifères non consolidés se forment d'argile et de sable donc l'eau peut circuler par les pores, alors que les aquifères consolidés se forment par des roches sédimentaires perméables dans lesquelles l'eau peut circuler par les fissures [Bear., 1979 ; Bell et Hamilli., 1986 ; Kruseman et Ridder., 2000 ; Castany., 1982]

Un Aquitard est défini comme une unité géologique de faible perméabilité, qui peut emmagasiner ou transmettre une quantité d'eau d'un aquifère à l'autre sur une longue période, il se forme par les argiles et les silts.

Un Aquiclude est défini comme une unité géologique imperméable qui ne peut pas transmettre du tout de l'eau.

1.4.LES SYSTEMES AQUIFERES

Les aquifères sont classés en trois catégories : (1) nappe libre, (2) nappe captive, (3) nappe semi-captive [Freeze et Cherry., 1979; Todd., 1980; Castany 1982 ; Bear 1979 ; Bell et Hamilli, 1986]

- Nappe libre : c'est un aquifère saturé en eau, elle est limitée en-dessous par un aquiclude, mais elle n'est pas limitée par dessus, donc la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique
- Nappe captive : c'est un aquifère saturé en eau, qui se trouve entre deux couches imperméables, elle est caractérisée par le fait que la charge hydraulique de l'eau en tout point de l'aquifère soit supérieure à la pression atmosphérique.
- Nappe semi-captive : c'est un aquifère saturé dont les frontières supérieures et inférieures sont des aquitards ou une frontière est un aquitard imparfait et l'autre est un aquitard intact ou aquiclude. L'eau est libre pour se déplacer à travers les aquitards, de l'un à l'autre vers le haut ou vers le bas. On appelle cette circulation le phénomène de drainance.

1.5.HETEROGENEITE ET ANISOTROPIE

En hydrogéologie, toutes les équations sont basées sur l'hypothèse d'homogénéité et d'isotropie, ce qui signifie que la conductivité hydraulique est la même dans toutes la formation géologique et dans toutes les directions. Or, en réalité les terrains sont constitués d'un empilage de couches horizontales de nature différente, [Kruseman et Ridder., 2000]

Une formation peut être homogène, mais sa conductivité hydraulique varie dans toutes les directions. Ce phénomène est appelé anisotropie [Kruseman et Ridder., 2000].

La lithologie de la plupart des formations géologiques tend à varier de façon significative, à la fois horizontalement et verticalement. En conséquence, les formations géologiques sont rarement homogènes. Elles sont donc hétérogènes ;(ex: dépôt quaternaire classique), ce qui signifie que la conductivité hydraulique varie à l'intérieur des formations géologiques. L'accumulation de petites hétérogénéités finit par donner à grande échelle une certaine homogénéité [Chossat., 2005].

Un milieu homogène peut être isotrope ou anisotrope. Un milieu hétérogène est toujours anisotrope [Castany., 1982]

1.6.LOI DE DARCY

Diverses équations mathématiques permettent d'analyser le mouvement de l'eau dans le sol. Le premier qui a étudié cet écoulement est H. Darcy (1856). Il a établi par l'expérimentale une loi qui est la base des équations de l'écoulement en milieu poreux; elle s'exprime ainsi : « la vitesse moyenne de l'eau à travers une couche de sable entre deux points de la trajectoire d'un milieu poreux saturé est proportionnelle au gradient hydraulique entre ces deux points », (figure 1-1).

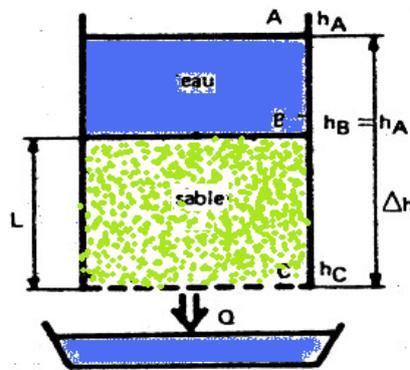


Figure1- 1 : Schéma de l'expérience de Darcy réalisée en 1856

$$V = K \frac{\partial h}{\partial L} = Ki \dots\dots\dots (1.1)$$

V : La vitesse de Darcy (m/s) ; Q : Le débit volumique du fluide. Δh : La perte de charge de l'eau entre le sommet et la base du massif sableux $\Delta h = h_2 - h_1$ (m). K : Coefficient de perméabilité (m/s). A et L sont respectivement la section et l'épaisseur du massif sableux.

i : gradient hydraulique avec :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \dots\dots\dots (1.2)$$

La loi de Darcy peut s'écrire :

$$Q = KA \frac{\Delta h}{\Delta l} \dots\dots\dots (1.3)$$

Dans la réalité la section dans laquelle l'eau passe est inférieure à la section géométrique A , puisqu'il existe des particules solides et des quantités d'eau immobiles dans le sol,

cependant, il faut faire la différence entre la vitesse de Darcy et la vitesse réelle de l'eau [Kruseman et Ridder., 2000].

$$V_r = \frac{V}{n} = \frac{Q}{nA} \dots\dots\dots (1.4)$$

V_r : La vitesse réelle de l'eau ; n : la porosité du milieu transmis par l'eau

1.6.1. CHARGE HYDRAULIQUE ET PIEZOMETRIE :

La charge hydraulique en un point M, est représentée par le poids de la colonne d'eau au dessus du niveau de référence ou par l'énergie d'une particule fluide. La charge hydraulique est définie par la relation de Bernoulli :

$$h = \frac{V_M^2}{2g} + \frac{P_M}{\rho g} + Z_M \dots\dots\dots (1.5)$$

Avec : $\frac{V_M^2}{2g}$ énergie cinétique,

$(\frac{P_M}{\rho g} + Z_M)$ énergie potentielle (m)

En hydrogéologie, la vitesse de l'eau est infiniment petite, c.-à-d. l'énergie cinétique est négligeable par rapport à l'énergie potentielle. [Chossat., 2005 ; Cassan., 2005 ; Shneebeli., 1978, Marsily., 1981]

La charge hydraulique est mesurée par la hauteur d'eau dans un tube piézométrique (appelé aussi piézomètre).

La direction des eaux souterraines est indiquée par la direction de la pente de la nappe phréatique et la réponse aux différences de pressions et d'élévation [Heath et Ralph., 1983]

L'eau souterraine s'écoule de la charge hydraulique élevée vers la charge hydraulique faible (Transfert d'énergie) [Chapuis., 2007]

1.6.2. DOMAINE DE VALIDITÉ DE LA LOI DE DARCY

Pour l'utilisation de la loi de darcy, on doit connaître le domaine de validité de cette loi ; Ainsi, la loi de Darcy est valide pour un écoulement laminaire, mais pas pour un écoulement turbulent [Kruseman et Ridder., 2000]. En cas de doute, on peut utiliser le nombre de Reynolds en tant que critère pour faire la distinction entre l'écoulement laminaire et turbulent. Le nombre de Reynolds est exprimé comme :

$$R_e = \frac{V \cdot d}{\nu} \dots\dots\dots (1.6)$$

Les expériences montrent que la loi de Darcy est valable pour un nombre de Reynolds compris entre 1 et 10 auquel l'écoulement est laminaire à l'intérieur des pores, de 10 à 100 le régime d'écoulement devient intermédiaire et la loi de Darcy s'applique moins. Au delà de 100, le régime d'écoulement devient turbulent, et la loi de Darcy n'est pas valide [Schneebeli, 1978, Kruseman et Ridder., 2000 ; Bear., 1979].

D'autre part, la loi de Darcy est invalide, lorsque la perméabilité est très petite comme dans le cas des argiles. En effet, pour des petites valeurs de gradient hydraulique i , la relation vitesse-gradient hydraulique n'est pas linéaire. Il est impossible de donner une valeur limite de gradient hydraulique pour que la loi de Darcy reste valable parce que les valeurs de la charge hydraulique changent avec le type de structure de l'argile ainsi que la teneur de l'eau en minéraux [De Marsily., 1986]

La loi de Darcy doit donc s'exprimer sous la forme générale :

$$V = -\frac{k}{\mu} (\text{grad } p + \rho g \text{ grad } z) \dots\dots\dots (1.7)$$

En définitive, la loi de Darcy peut être considérée valable si principalement les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- Régime d'écoulement laminaire
- Uniformité, continuité et isotropie du milieu

1.6.2.1. MILIEU HOMOGENE ET ISOTROPE

La loi de Darcy généralisée à trois dimensions s'écrit :

$$V = -K \text{ grad } h \dots\dots\dots (1.8)$$

Où V est le vecteur vitesse de Darcy, $\text{grad}(h)$ est le vecteur gradient hydraulique, K est le tenseur de conductivité hydraulique.

1.6.2.2. MILIEU ANISOTROPE :

Dans le milieu anisotrope, on exprime les composantes du vecteur vitesse :

$$\begin{aligned} V_x &= -K_x \frac{dh}{dx} \\ V_y &= -K_y \frac{dh}{dy} \dots\dots\dots (1.9) \\ V_z &= -K_z \frac{dh}{dz} \end{aligned}$$

Pour l'écoulement généralisé à trois dimensions [Freeze and Cherry, 1979] les composantes du vecteur vitesse peuvent s'écrire :

$$\begin{aligned}
 V_x &= -K_x \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \\
 V_y &= -K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \dots\dots\dots (1.10) \\
 V_z &= -K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z}
 \end{aligned}$$

Les neuf composantes de K sont les composantes du tenseur de la conductivité hydraulique. Le tenseur de perméabilité (K) indépendant de x, y et z symétrique et diagonalisable est comme suit :

$$(K) = \begin{pmatrix} K_x & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_y & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_z \end{pmatrix} \dots\dots\dots (1.11)$$

Si les axes de coordonnées utilisés sont les directions principales du tenseur de perméabilité (k), il est ramené à sa forme diagonale. On écrit la loi de Darcy à l'aide du tenseur des conductivités de manière suivante:

$$\begin{pmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{pmatrix} \begin{pmatrix} dh/dx \\ dh/dy \\ dh/dz \end{pmatrix} \dots\dots\dots (1.12)$$

1.7. PROPRIETE PHYSIQUE DES AQUIFERES :

1.7.1. POROSITE ET INDICE DE VIDE :

La porosité représente l'ensemble des interstices entre les molécules des corps solides infiniment rapprochées [Schneebeli,1978]. C'est donc le rapport entre le volume des ouvertures (vides) et à tout le volume d'un sol ou d'une roche. La porosité est exprimée en fraction décimale ou en pourcentage.

$$\text{Porosité } n = \frac{\text{volume.des.vides}}{\text{volume.total}} = \frac{V_v}{V_T} \dots\dots\dots (1.13)$$

La porosité est un paramètre très important dans l'hydrogéologie puisqu'elle permet de calculer la quantité de l'eau dans un sol saturé, on distingue deux types de porosité :

Porosité totale : c'est le rapport du volume non solide au volume total

Porosité effective: c'est la porosité qui permet l'écoulement, et qui correspond aux pores interconnectés. Elle représente une fraction de la porosité totale

On distingue deux types de porosité dans les massifs rocheux : porosité primaire qui se présente quand la roche est formée et porosité secondaire, qui se développe plus tard en raison de la rupture. [Kruseman et Ridder., 2000]

La porosité est reliée à l'indice de vides par la relation :

$$n = \frac{e}{1 + e} \dots\dots\dots (1.14)$$

Indice de vide :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots (1.15)$$

Degré de saturation :

$$S_r (\%) = \frac{V_w}{V_v} 100 \dots\dots\dots (1.16)$$

Teneur en eau massique :

$$W (\%) = \frac{M_w}{M_s} 100 \dots\dots\dots (1.17)$$

Teneur en eau volumique : $\theta = \frac{V_w}{V_t} \dots\dots\dots (1.18)$

1.7.2. RETENTION SPECIFIQUE ET POROSITE EFFICACE:

Rétention spécifique : exprime la capacité de fournir de l'eau est plus importante que la capacité de rétention en ce qui concerne l'approvisionnement. La rétention spécifique d'un aquifère confiné saturé est le rapport du volume de l'eau retenue par le volume totale de sol. [hamilli et bell., 1986 ;Heath et Ralph., 1983]

$$S_{re} = \frac{V_{wr}}{V_T} \times 100 \dots\dots\dots (1.19)$$

Porosité efficace (débit spécifique) exprimé en pourcentage qu'est le rapport du volume d'eau que le réservoir peut contenir dans l'état de saturation qui est drainé sous l'effet de force de gravité [Castany., 1982 ; Bell et Hamilli, 1986 ; Heath et Ralph., 1983 ; Kruseman et Ridder., 2000 ;Bear., 1979]

$$S_y = \frac{V_{wg}}{V_T} \dots\dots\dots (1.20)$$

Avec : $V_{wr} = V_w - V_{wg} \dots\dots\dots (1.21)$

La porosité totale est reliée au degré de rétention et le débit spécifique par la relation :

$$n = S_y + S_{re} \dots\dots\dots (1.22)$$

1.7.3. VISCOSITE, MASSE VOLUMIQUE :

La viscosité caractérise le frottement entre deux couches de molécules. On définit la viscosité dynamique correspondant à la transmission d'effets tangentiels par:

$$\tau = \mu \frac{dV}{dy} \dots\dots\dots (1.23)$$

Avec

- $\tau =$ contrainte [N/m^{-2}]
- $\mu =$ coefficient de viscosité dynamique, en centipoises [$N s m^{-2} 10^{-3}$]
- $\frac{dV}{dy}$ gradient de vitesse / gradient d'écartement
- On définit ensuite la viscosité cinématique, en centistoke [$m^2 s^{-1} 10^{-6}$] par $\nu = \frac{\mu}{\rho}$

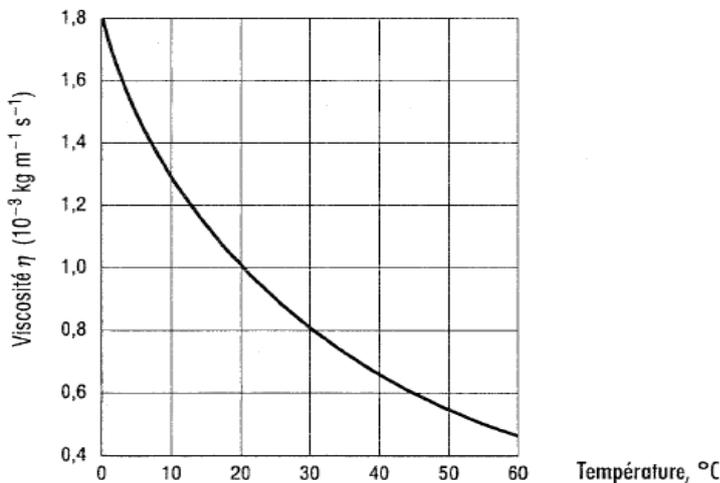


Figure1- 2 : graphique de la viscosité en fonction de la température)

La masse volumique est une grandeur physique qui représente le rapport entre la masse par unité de volume, elle atteint le maximum à 4°C

$$\rho = \frac{M}{V_t} \dots\dots\dots (1.24)$$

1.8.LES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUE :

1.8.1. PERMEABILITE

La perméabilité hydraulique appelée aussi « conductivité hydraulique » est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau, sous l'effet d'un gradient hydraulique [Castany., 1982 ; Bell et Hamilli., 1986 ,]. La perméabilité du sol est défini par son coefficient de perméabilité qui est le rapport de volume de l'eau qui se déplace par le milieu poreux par une unité de temps et par une unité de surface sous l'effet d'un gradient hydraulique, dans les conditions de validité de la loi de darcy [Castany.,1982 ; Tindall et al.,1999], le coefficient de perméabilité est la constante de proportionnalité dans la loi de Darcy. Il s'exprime en général en m/s. elle Varie largement avec la nature et l'état du sol, la constante de perméabilité K dépend des propriétés des milieux poreux et de celles du fluide, tels que la granulométrie, la forme des grains, l'indice des vides, le degré de saturation, la température, et le type d'écoulement qui sont liés au fluide [Bear.,1979, Tindall et al.,1999]. Le tableau 2.1 présente quelques valeurs de conductivité hydraulique de différents type du sol.

En général, la perméabilité diminue avec la diminution de la porosité. [Marsily., 1981]

La perméabilité intrinsèque k est le volume de fluide d'unité de viscosité cinématique qui se déplace en une unité de temps sous l'effet d'un gradient hydraulique [Castany., 1982], cette perméabilité est une unité de section indépendante des caractéristiques des fluides et tel que

$K = \frac{k\rho g}{\mu}$ avec, μ la viscosité dynamique du fluide. La perméabilité k est une propriété

intrinsèque du milieu poreux dont la dimension est homogène à une surface. [Marsily., 1981].

Pour les aquifère à nappe libre il existe des zone saturé au pressions positives au dessus d'une zone non saturé donc des pressions négative ($u < 0$);pour la zone non saturé il existe de l'aire dans les pores qui réduit l'espace disponible pour l'écoulement de l'eau se qui accompagné par une diminution de la conductivité hydraulique. Donc le changement de la pression accompagné par un changement de la conductivité hydraulique dans la zone non saturé. On exprime la conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitiel par une courbe $k(u)$ qui prend une valeur constante dans la zone saturé ($u > 0$).il existe plusieurs relation empirique qui permettent de déterminer la fonction $k(u)$ à partir de la fonction $k(\theta)$.

1.8.1.1. DETERMINATION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE LA GRANULOMETRIQUE DU SOL :

Plusieurs relations empiriques sont développées pour déterminer la conductivité hydraulique basées sur la taille des grains du sol. Elles ont été développées par plusieurs chercheurs : Hazen 1892; Slichter 1899; Kozeny-carman 1927; tirzaghi 1925, USBR. [Cheong et al., 2008].

L'avantage de ces relations empiriques est qu'ils ont économique et rapide, et l'inconvénient de ces méthodes sont liées à l'échantillon rassemblé pour l'analyse granulométrique dans des endroits très petits et la représentativité de l'échantillon par rapport au nombre d'essais réalisés, et ces relations ne sont pas validées quand l'écoulement traverse les sols à une porosité secondaire puisque ces relations sont utilisées quand l'écoulement traverse les porosités primaires.

Toutes les formules empiriques sont basées sur la forme générale qui relie la conductivité hydraulique avec le diamètre effectif [Cheong et al., 2008]:

$$K = cd_e^2 \dots\dots\dots (1.25)$$

K : conductivité hydraulique (m/s)

d_e : diamètre effectif des grains correspondant au pourcentage passant (e) (mm)

c : constante adimensionnelle dans l'expression est :

$$c = \left(\frac{g}{\nu}\right)(\xi)(\varphi(n)) \dots\dots\dots (1.26)$$

Où :

g: force de gravité (9,81 m/s²)

ν : Coefficient de viscosité cinématique de l'eau

ξ : est un coefficient empirique sans dimensions représentant les formes de grain.

$\varphi(n)$: fonction de la porosité

n : la porosité du sol

Méthode de Hazen :

La méthode de Hazen est une équation empirique qui donne la conductivité hydraulique en fonction de d_{10} . Cette méthode est appliquée pour les sables propres dans d_{10} est compris entre 0.1 et 3mm (0.1 < d_{10} < 3mm). Elle ne dépend pas de la porosité du sol. [Cheng et al., 2007, Cheong et al., 2008]

$$k = cd_{10}^2 \dots\dots\dots (1.27)$$

Avec c une constante dont la valeur est comprise entre 0.004 et 0.012

Et la méthode de Hazen peut s'appliquer sur la formule généralisée

$$k = \left(\frac{g}{\nu}\right)(\xi_H)(\varphi(n)).d_{10}^2 \dots\dots\dots (1.28)$$

Avec :

- Coefficient d'uniformité $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 5$
- $\xi_H = 6.10^{-4}$
- $\varphi(n) = [1 + 10(n - 0.26)]$

Méthode de Slichter

La relation empirique de Slichter est applicable seulement pour les sables dans d_{10} comprise entre 0.01 et 5mm ($0.01 < d_{10} < 5\text{mm}$), [Cheng et al., 2007, Cheong et al., 2008]

$$k = \left(\frac{g}{\nu}\right).10^{-2}.n^{3.287}.d_{10}^2 \dots\dots\dots (1.29)$$

$$\xi_S = 10^{-2}$$

Méthode de Terzaghi

L'équation empirique de Terzaghi permet de calculer la conductivité hydraulique des sables à grains grossiers. Aucune condition n'est appliquée pour d_{10} . Par contre, le coefficient empirique ξ_T , dépend de la forme des grains [Cheng et al., 2007, Cheong et al., 2008]

$$k = \left(\frac{g}{\nu}\right).\xi_T \cdot \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}}\right)^2 .d_{10}^2 \dots\dots\dots (1.30)$$

Avec :

ξ_T : coefficient de Terzaghi dépend de la forme des grains, il est égale :

$\xi_T = 10,7.10^{-3}$ pour les sols à des grains arrondi

$\xi_T = 6,1 .10^{-3}$ pour les grains à surface anguleuse

La méthode de l'USBR

La relation l'USBR permet de calculer la conductivité hydraulique des sables à grains moyens. Cette relation développée est recommandée par plusieurs chercheurs américains. Le diamètre effectif utilisé est le d_{20} , elle ne considère pas le degré de porosité du matériau. Avec un coefficient d'uniformité η inférieur à 5. [Cheng et al., 2007, Cheong et al., 2008]

$$k = \left(\frac{g}{\nu}\right) \cdot \xi_U \cdot d_{20}^2 \dots\dots\dots (1.31)$$

Avec, :

$$\xi_U = 4.8 \cdot 10^{-4} \cdot d_{20}^{0.3} \dots\dots\dots (1.32)$$

Méthode de Cozeny Carmen :

La formule empirique de KOSENY-CARMAN est la plus connue pour relier la perméabilité aux propriétés des pores [Marsily., 1981]. Elle est utilisée pour déterminer la conductivité hydraulique des sable. Koseny-Carman a utilisé le diamètre géométrique moyen calculé à partir $\sqrt{d_{84}d_{16}}$ [Butler., 2005]

$$k = \frac{n^3}{(1-n)^2} \left(\frac{d_m^2}{180}\right) \dots\dots\dots (1.33)$$

1.8.1.2. MESURE EN LABORATOIRE DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE DU SOL

La perméabilité se mesure dans le laboratoire selon deux procédures, dites « à charge constantes » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité par contre les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité [Marsily., 1981]

a) Essais à charge constante

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, en prenant le plan de Référence au niveau de sortie de l'eau (fig.1.3 a):

Le débit traversant l'échantillon est donné par :

$$Q = V \cdot A = -K \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \dots\dots\dots (1.34)$$

$$\text{D'où } k = \frac{Q \cdot L}{(h_1 + L - h_2) A} \dots\dots\dots (1.35)$$

b) Essais à charge variable

Dans les essais à charge variable (figure 1.3 b), la différence de charge entre les deux extrémités diminue et la vitesse d'écoulement diminue également, jusqu'à tendre vers un état d'équilibre. La loi de Darcy peut s'écrire à chaque instant en fonction de la différence de charge entre les deux extrémités de l'éprouvette :

$$Q = V.A = k \cdot \frac{h}{L} . A l \dots\dots\dots (1.36)$$

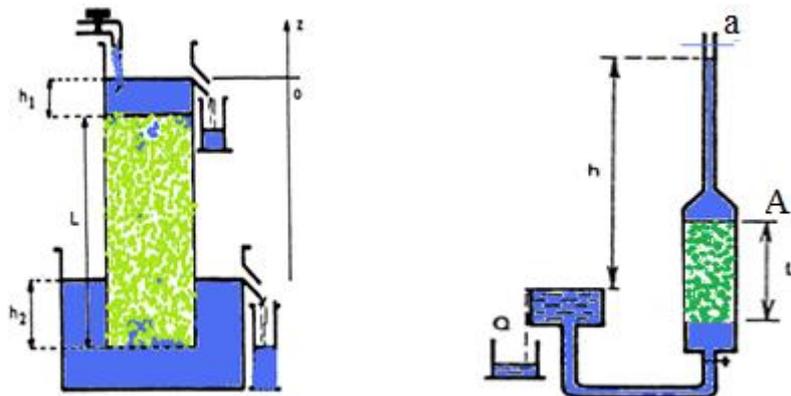
En écrivant le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant l'intervalle de temps dt est égal à la diminution de volume d'eau dans le tube, il vient :

$$dV = Q.dt = -a.dh \dots\dots\dots (1.37)$$

$$\text{Soit : } K \cdot \frac{h}{l} . A . dt = -a . dh \dots\dots\dots (1.38)$$

$$\text{D'où : } K \cdot \int_0^t dt = -\frac{a}{A} . L \cdot \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} \dots\dots\dots (1.39)$$

$$\text{et après intégration : } K = \frac{a}{A} \frac{L}{t} . \ln \frac{h_1}{h_2} \dots\dots\dots (1.40)$$



a) Essai à charge constant

b) Essai à Charge variable

Figure 1- 3: Essai de perméabilité hydraulique au laboratoire.

1.8.1.3. HETEROGENEITE ET ANISOTROPIE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

La conductivité hydraulique varie d'un point à l'autre lorsque le sol est hétérogène, ainsi que la direction de l'écoulement lorsque le sol est anisotrope. En raison de l'anisotropie, les lignes de courant et les équipotentielles ne sont pas orthogonales. Il devient ainsi très difficile, dans plusieurs situations, d'intégrer cette variabilité aux écoulements de l'eau dans le sol, et sont donc négligés (hétérogénéité et anisotropie) dans presque toutes les études de l'écoulement souterrains [Bear .,1979].

La conductivité hydraulique d'un milieu anisotrope est définie par le tenseur du second ordre symétrique, les directions principales de l'anisotropie sont orientées arbitrairement, ces

directions principales définissent dans l'espace l'équation d'un ellipsoïde dont les demi-axes ont pour longueurs dans les directions x, y et z $\sqrt{K_x}, \sqrt{K_y}, \sqrt{K_z}$, respectivement [Delleur., 2007]:

$$\frac{r^2}{K_u} = \frac{x^2}{K_x} + \frac{y^2}{K_y} + \frac{z^2}{K_z} \dots\dots\dots (1.41)$$

Si les directions principales de l'anisotropie correspondent aux axes des systèmes qui sont définie en coordonnées cartésiennes, on peut exprimer graphiquement cette anisotropie par une ellipsoïde de référence. Cet ellipsoïde de référence se réduit à une ellipse dans le cas bidimensionnel [Delleur., 2007]

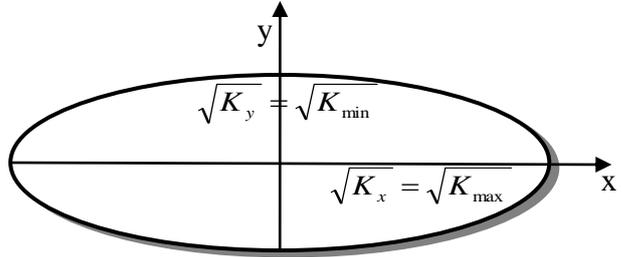


Figure1- 4: Ellipse représentant la conductivité hydraulique d'un milieu anisotrope

Dans le cas, où la perméabilité fait un angle β avec l'axes des x, le tenseur s'écrit :

$$(K) = \begin{pmatrix} K_1 \cos^2 \theta + k_2 \sin^2 \theta & (K_1 - K_2) \sin \theta \cos \theta \\ (K_1 - K_2) \sin \theta \cos \theta & K_2 \cos^2 \theta + K_1 \sin^2 \theta \end{pmatrix} \dots\dots\dots (1.42)$$

Dans le cas particulier où les axes principales d'anisotropie sont confondus avec l'axe horizontal et l'axe vertical, les termes $k_{ij}=k_{ji}=0$ [Bear 1979].

$$(K) = \begin{pmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{pmatrix} \dots\dots\dots (1.43)$$

Dans un milieu anisotrope de perméabilités horizontale K_h et verticale K_v on peut étudier les écoulements, en considérant un milieu fictif de perméabilité isotrope, la transformation de milieu réelle anisotrope à un milieu équivalent isotrope se fait par un changement de variable selon les axes principaux de l'ellipsoïde pour que l'équation d'écoulement en milieu anisotrope devienne une équation de Laplace [Cassan., 2005; Hvorslev., 1951]:

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \sqrt{\frac{K}{K_x}} \cdot x \\ Y = \sqrt{\frac{K}{K_y}} \cdot y \\ Z = \sqrt{\frac{K}{K_z}} \cdot z \end{array} \right. ; \dots\dots\dots (1.44)$$

Ou K est une constante arbitraire ayant la dimension d'un coefficient de perméabilité.

Ainsi, le débit Q dans le milieu réel anisotrope, correspondra dans le milieu transformé isotrope, au débit Q' tel que :

$$Q' = Q \sqrt{\frac{K^3}{K_x K_y K_z}} \dots\dots\dots (1.45)$$

Puisque K est arbitraire, on peut donner n'importe quelle valeur ; en écrivant la conservation du débit Q'=Q d'où :

$$\sqrt{\frac{K^3}{K_x K_y K_z}} = 1 \Rightarrow K = \sqrt[3]{K_x K_y K_z} \dots\dots\dots (1.46)$$

Si le milieu réel est horizontalement isotrope, c'est-à-dire la conductivité hydraulique d'un tel sol est déterminée par la conductivité hydraulique horizontale K_h ; la conductivité hydraulique verticale K_v :

$$K_x = K_y = K_h \text{ Et } K_v = K_z$$

$$K = \sqrt[3]{K_h^2 K_v} \dots\dots\dots (1.47)$$

Si on conserve les distances, horizontales, et ou verticale on aura :

- Conservation des distances horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = K_h \\ x' = x \\ y' = y \\ z' = \sqrt{\frac{K_h}{K_v}} \cdot z \\ Q' = \sqrt{\frac{K_h}{K_v}} \cdot Q \end{array} \right. \dots\dots\dots (1.48)$$

- Conservation des distances verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = K_v \\ x' = x \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} \\ y' = y \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} \\ z' = z \\ Q' = \frac{K_v}{K_h} \cdot Q \end{array} \right. \dots \dots \dots (1.49)$$

Ainsi, on peut traiter le milieu anisotrope comme milieu isotrope par la multiplication des dimensions horizontales par le facteur $\sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$ et des dimensions verticales par le

facteur $\sqrt{\frac{K_v}{K_h}}$

Puis on utilise la perméabilité K_m pour calculer le débit : $K_m = \sqrt{K_h \cdot K_v}$

Donc le rapport d'anisotropie est défini par $\frac{K_h}{K_v}$ et par K_m

Un sol hétérogène composé de n couches est caractérisé par la variation de la conductivité hydraulique d'une couche à l'autre. Pour un sol saturé la loi de Darcy est applicable avec la conductivité hydraulique moyenne correspondant aux valeurs K_h et K_v (fig. 1.5).

Pour calculer les conductivités hydrauliques moyennes horizontale et verticale d'un milieu formé de n strates d'épaisseur b_i et de conductivité hydraulique K_i , on suppose que chaque couche est homogène et isotrope.

La conductivité hydraulique moyenne dépend de la direction de l'écoulement : pour l'écoulement horizontal, la conductivité hydraulique moyenne K_h est la moyenne arithmétique; et la conductivité hydraulique verticale K_v est définie comme la moyenne harmonique, généralement plus petite.

- Pour un écoulement globalement horizontal :

La perte de charge est la même pour tous les horizons par contre le débit de l'ensemble est égale à la somme des débits de chaque horizon :

$$Q = \sum v_i \cdot A_i = \sum K_i \cdot A_i \frac{\Delta H}{b} \dots \dots \dots (1.50)$$

Et d'après la loi Darcy le débit total égal :

$$Q = K_h \cdot A \frac{\Delta H}{b} \dots\dots\dots (1.51)$$

Avec : $A_i = b_i \cdot e$ et $A = b \cdot e$

$$K_h = \frac{\sum K_i b_i}{b} \dots\dots\dots (1.52)$$

- Pour un écoulement globalement horizontal :

Pour un écoulement vertical, dans lequel la valeur de K peut décroître avec la profondeur:

La perte de charge totale est égale à la somme des pertes de charges de chaque horizon et le débit est le même pour toutes les couches.

$$v = K_i \frac{\Delta H_i}{b_i} = K_v \frac{\Delta H}{b} \dots\dots\dots (1.53)$$

De (1.53) on tire l'équation :

$$\Delta H_i = v \frac{b_i}{K_i} \dots\dots\dots (1.54)$$

$$\sum \Delta H_i = v \sum \frac{b_i}{K_i} \dots\dots\dots (1.55)$$

Et l'équation du gradient hydraulique dans la couche i :

$$v = K_v \frac{\Delta H}{b} = \frac{v}{b} \sum \frac{b_i}{K_i} \dots\dots\dots (1.56)$$

D'où l'on déduit l'expression de la conductivité hydraulique verticale équivalente :

$$K_v = \frac{\sum b_i}{\sum \frac{b_i}{K_i}} \dots\dots\dots (1.57)$$

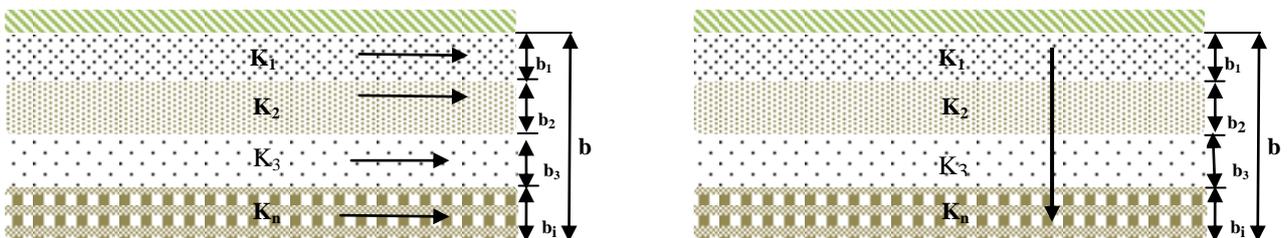


Figure1- 5: Perméabilité des sols stratifiés

1.8.2. COMPRESSIBILITE

La compressibilité est une propriété importante du solide et du fluide dans l'analyse des écoulements de l'eau vers un puits. La matrice solide de l'aquifère est élastique. Cette élasticité est beaucoup plus petite. La propriété d'élasticité de la matrice solide est exprimée par son coefficient de compressibilité qui décrit le changement du volume ou de la contrainte induite dans un aquifère (ou aquitard) sous une contrainte donnée,

$$\alpha = -\frac{1}{V_t} \frac{dV_t}{d\sigma_e} \dots\dots\dots (1.58)$$

Avec V_t : volume total d'une masse donnée de sol,

σ_e : contrainte effective

La compressibilité est exprimée en N/m^2 ou Pascal. Sa valeur pour les argiles est de 10^{-6} à 10^{-8} et pour le sable est de 10^{-7} à 10^{-9} , pour le gravier et la roche est de 10^{-8} à $10^{-10} N/m^2$ [Kruseman et Ridder., 2007]. L'eau dans l'aquifère est compressible ; bien que cette compressibilité est très faible, il joue un rôle important surtout dans les aquifères confinés. Elle est défini par la relation :

$$\alpha = -\frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{dp} \dots\dots\dots (1.59)$$

1.8.3. TRANSMISSIVITE (T)

La capacité de transmettre de l'eau, avec la présence de la viscosité cinématique d'une couche aquifère désignée sous le nom de sa transmissivité.

La transmissivité est le produit de la conductivité hydraulique moyenne K par l'épaisseur de la couche aquifère b .

$$T = K.b [L^2T^{-1}] \dots\dots\dots (1.60)$$

En conséquence, la transmissivité est le débit d'eau qui s'écoule sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique par unité de section transversale d'unité de largeur au-dessus de toute l'épaisseur saturé de l'aquifère. La transmissivité est mesurée sur le terrain par les essais d'aquifère en phase de pompage et en phase de remontée

$$\text{Ainsi : } Q = T.b. \frac{dh}{dl} \dots\dots\dots (1.61)$$

Une valeur de transmissivité supérieure à $0.015 m^2/s$ caractérise un bon aquifère à exploiter par des puits de captage [Freeze et Cherry., 1979.]

1.8.4. COEFFICIENT D'EMMAGASINEMENT (S)

Le coefficient d'emménagement d'un aquifère, S, est défini comme le volume de l'eau libéré ou stocké par unité de surface d'aquifère à la variation unitaire de la charge hydraulique. C'est un coefficient adimensionnel. Le coefficient d'emménagement pour une nappe libre, correspond à la porosité efficace, comme toute l'eau du stockage est libérée par drainage sous l'effet de force de gravité [Meyer., 1962]. Cependant, pour une nappe captive l'eau n'est pas rapportée simplement par drainage gravitaire; l'expulsion d'une petite quantité d'eau provoquée par l'action d'élasticité de l'eau et du solide. D'une façon générale, pour une même différence de charge, la quantité d'eau libérée est beaucoup plus grande dans une nappe libre [Bear., 1979]. En effet, par la prise en compte de les compressibilités de l'eau et du squelette solide de l'aquifère, le coefficient d'emménagement :

$$S = \gamma_w n \beta b \left(1 + \frac{\alpha}{n \beta}\right) \dots \dots \dots (1.62)$$

γ_w : poids volumique de l'eau ; n : porosité ; β : compressibilité de l'eau ; b : épaisseur de l'aquifère ; α : la compressibilité de sols.

Les paramètres T et S sont employés dans le cas où l'écoulement dans un aquifère est essentiellement horizontal. Si l'écoulement est tridimensionnel, on utilise les paramètres K et S_s où S_s est l'emménagement spécifique, exprimé en unité de volume d'eau libérée ou emmagasinée par unité de volume de l'aquifère sous une variation unitaire de la charge hydraulique [Bear., 1979]. Le coefficient d'emménagement varie de 0,2 à 10^{-2} pour les nappes libres et de 10^{-3} à 10^{-4} pour les aquifères confinés [Castany., 1982]

1.9. LES EQUATIONS DE L'ECOULEMENT SOUTERRAIN EN MILIEU POREUX

L'écoulement d'un fluide à travers les milieux poreux est basé sur deux types de lois, une loi de comportement dynamique de la phase liquide qui est la loi de Darcy et une loi de continuité qui exprime la loi de conservation de la masse (Equation de Richards). La combinaison de ces deux équations donne l'équation générale en dérivées partielles de l'écoulement (loi de Laplace). La loi de conservation de la masse est traduite par l'égalité entre le bilan des masses entrant et sortant du domaine considéré pendant un intervalle de temps et la variation de la masse du domaine pendant le même intervalle de temps.

L'équation générale de l'écoulement en milieu saturé est décrite ainsi que des équations particulières aux nappes captives et aux nappes libres. Pour les nappes captives, elle est prise

en considération la compressibilité de l'aquifère puisque la pression est très élevée, par contre pour l'aquifère à nappe libre le coefficient de compressibilité est négligeable et l'épaisseur de la nappe varie avec la charge de la nappe ; donc on fait changer dans l'équation de la nappe captive le coefficient d'emmagasinement par la porosité efficace du sol est l'épaisseur de l'aquifère.

Pour le cas général de l'écoulement en trois dimensions d'une eau à densité constante dans un milieu poreux saturé, hétérogène et anisotrope, cette équation s'écrit

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_z \frac{\partial h}{\partial z}) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1.63)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (T_z \frac{\partial h}{\partial z}) = S \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1.64)$$

Où S_s [L-1] est le coefficient d'emmagasinement spécifique, incorporant l'élasticité de l'eau et celle du milieu défini par $S=S_{sb}$ et T la transmissivité définie par $T=k.b$.

Si on considère un milieu isotrope et homogène, alors $K_x = K_y = K_z = K$

$$K(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1.65)$$

Pour l'aquifère à nappe libre :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_x h \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y h \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_z h \frac{\partial h}{\partial z}) = n_e \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1.66)$$

Si on considère un milieu isotrope et homogène à 2D, l'équation de Boussinesq :

$$\frac{\partial}{\partial x} (h \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \frac{\partial h}{\partial y}) = \frac{n_e}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1.67)$$

Tableau1- 1: ordre des grandeurs de la conductivité hydraulique des divers types de sols

Sols	K(cm/s)
Gravier propre (sans sable ni éléments fins)	1 à 10 Elevé
Sable propre, mélange de sable et gravier	1 à 10⁻³ moyen
Sable fins, silts	10⁻³ à 10⁻⁵ faible
Mélange de sable silt argile et de till glacier	10⁻⁴ à 10⁻⁷ très faible
Argiles homogène	< 10⁻⁷ très faible à nulle

CHAPITRE II :

Les méthodes de Mesure de la perméabilité in-situ et les méthodes d'interprétation

2.1. Introduction

En hydrogéologie, la meilleure manière de déterminer les caractéristiques hydrauliques des sols est l'utilisation d'essais in situ, dans l'état naturel en place du sol. Cela évite les erreurs régulièrement encourues dans l'essai en laboratoire sur des échantillons perturbés de sol. En effet, sur les essais in situ le remaniement du sol et effets de bord prépondérants ne sont pas si problématiques que dans le cas des essais de laboratoire [van der Kamp., 2001 ; Barcelona et al., 1985 ; Wachter et al., 2008]

Ces essais d'eau in situ sont de plusieurs sortes. Le choix de l'essai approprié dépend du sol autant que du projet. On distingue deux types d'essais de perméabilité en place : l'essai ponctuel et l'essai de pompage.

2.2. Essai de pompage

Contrairement à l'essai ponctuel qui donne une estimation localisée du coefficient de perméabilité, l'essai de pompage est destiné à estimer le coefficient de perméabilité global des sols et la transmissivité et le coefficient d'emménagement et la performance ou l'efficacité de l'installation de pompage [; Kruseman et Ridder., 2000 ; Halford et Kuniansky., 2002 ; Isam et roland., 2005 ; Cassan., 2005 ;Chapuis., 2007 ; Thangarajan., 2007]. En effet, dans les applications pratiques comme l'épuisement de fouille et le rabattement des nappes nécessitent un volume des sols important pour la circulation de l'eau [Cassan.,2005, Isam et roland.,2005]. L'essai de pompage est relativement long et coûteux. La préparation de cet essai nécessite la réalisation d'un puits de diamètre suffisant pour descendre une pompe ou une crépine et la mise en place des piézomètres disposés autour du puits [Cassan., 2005 ;kruseman et Ridder., 2000 ; Ohioepa., 2006 ;Chapuis., 2007 ; Isam et roland.,2005; Weight., 2004].

L'essai de pompage consiste à prélever l'eau à un débit constant et à suivre la variation du niveau de l'eau dans le puits et dans des piézomètres situés à des distances connues en fonction du temps [Krusmen et ridder.,2000 ; Chapuis., 2007 ;Cassan., 2005 ;Delleur., 2007 ; Thangarajan., 2007 ; Weight., 2004] . Quant l'eau est pompée, les niveau de l'eau dans le puits et les piézomètres s'abaissent. Si le pompage continue avec un débit constant et la nappe

n'est pas alimentée le niveau d'eau continue à s'abaisser et le rayon d'influence R augmente et tend vers l'infini. Par contre si la nappe est alimentée, le rayon d'influence au bout d'un certain temps deviendra constant et est appelé le rayon d'action [Cassan., 2005 ,Venkatramaiah., 2006 ; Weight 2004].

L'interprétation des essais de pompage se fait en régime transitoire avec le niveau piézométrique évoluant en fonction du temps et en régime permanent après la stabilisation des niveaux [Cassan., 2005 ; Thangarajan.,2007 ; kruseman et Ridder., 2000 ; Venkatramaiah., 2006] . Les solutions dépendent du type d'aquifère caractérisé par ses propriétés et ses frontières [Chapuis., 2007 ; kruseman et Ridder., 2000 ; Thangarajan., 2007 ; Delleur., 2007]. Ces solutions portent généralement le nom de leurs auteurs. Le tableau résume cette classification

Tableau2- 1: les différentes méthodes d'interprétation des essais de pompage

Type de nappe	Régime permanent	Régime transitoire
Captive	Thiem	Theis, Jacob
Libre	Dupuit	Neuman
Semi captive	De Glee, Hantush et Jacob	Walton, Hantush,Neuman et Witherspoon

2.3. Essai ponctuel

Un essai ponctuel est réalisé pendant un temps suffisamment court pour que le niveau de la nappe reste inchangé pendant l'essai.

Dans un piézomètre hydraulique ou un tube de forage battu on peut réaliser deux types d'essai de perméabilités in situ : l'essai à niveau variable et l'essai à niveau constant [Chapuis., 2007 ; Delleur., 2007 ; Cardenas et Zlotnik., 2003]

Si le niveau d'eau dans le tuyau d'injection varie rapidement avec le temps, on parle d'un essai de perméabilité à niveau variable. Si l'on exerce une charge constante sur l'eau dans le tuyau d'injection et on mesure le débit nécessaire pour garder le niveau constant on parle d'un essai de perméabilité à niveau constant [Chapuis.,2007 ;Cassan.,2005 ; Chossat., 2005].

Seuls les essais à niveaux variables sont recommandés parce qu'ils sont plus fiables et donnent plus d'informations que les essais à niveau constant [Chapuis., 2007].

2.3.1. L'essai de perméabilité à niveau constant

L'essai consiste à maintenir le niveau d'eau constant dans le tuyau d'injection et de mesurer le débit nécessaire pour garder ce niveau constant dans une cavité de dimension connue. Cette injection se fait avec plusieurs paliers de charges, cet essai se fait essentiellement par injection d'eau sous pression puisque la réalisation est très simple et rapide [Cassan 2005 ; Chossat., 2005 ; Delleur., 2007 ; NQ2501-135]

La mesure du débit se fait à l'aide d'un débit-mètre ou à l'aide d'un récipient dans lequel une jauge gradué nous permet de mesurer le volume d'eau pendant des périodes successives égales et choisies en fonction du terrain [Cassan., 2005] et de 5 à 10min [NQ2501-135]. Puis la courbe représentative de la vitesse (v) en fonction du temps (t) qui doit être une droite passant par l'origine, est tracée.

La pente nous donne le débit [Cassan., 2005, Cardenas et Zlotnik., 2003] ou par la formule suivante :

$$Q = CKH \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec

C: coefficient de forme ; Q : débit d'injection ; H : charge hydraulique

Lorsque la charge se stabilise, on procède à un deuxième puis un troisième palier, puis on trace le graphe du débit en fonction des charges qui nous donne une ligne droite passant par l'origine. Cela permet de déterminer la conductivité hydraulique K en fonction de la pente p [Cassan., 2005, Cardenas et Zlotnik., 2003] :

$$p = CK \dots\dots\dots (2.2)$$

Si la droite ne passe pas par l'origine cela est dû à une mauvaise estimation de la charge hydrostatique initiale [Cassan., 2005] et le graphe Q(h) n'est pas linéaire et cela pour plusieurs raisons :

- 1) l'essai a été perturbé par un phénomène parasite comme :
 - l'étanchéité des obturateurs n'est pas parfaite;
 - la pression d'injection crée une fracturation hydraulique induite ou est responsable de l'ouverture des fractures existantes;
 - le colmatage de la cavité dû à un entraînement des particules fines
- 5) les fractures ne sont pas continues (effet de frontière imperméable);

6) des pertes de charge non négligeables sont observées en raison de la friction de l'eau et/ou de la déformation des conduites sous l'effet de la température ou du passage de l'eau à l'intérieur des fractures;

8) l'écoulement est turbulent dans les fractures ou l'écoulement ne suit pas la loi de Darcy

2.3.2. L'essai de perméabilité à niveau variable in situ

L'essai de perméabilité à charge variable consiste à mesurer la descente ou la remontée d'eau dans le forage en fonction du temps [Cassan.; 2005 ; Chossat.; 2005, Isam et roland., 2005, Chapuis. ; 2007]

Les méthodes sont classées en quatre catégories selon leurs hypothèses sur la déformabilité de la matrice solide pendant l'essai et localisation de l'essai (aquifère ou aquitard) [Chapuis.; 2007]:

- Méthode du tube ouvert
- Bout de tubage et Lefranc
- Slug-test (essai à niveau variable)
- perméamétrie autoforeur par fonçage direct dans le sol (Direct push permeameter)

Le lien entre ces méthodes vient du fait qu'elles sont réalisées à partir d'un forage de quelques centimètres à quelques décimètres de diamètre qui doit être poursuivi bien au-dessous du niveau de la nappe dans la couche où l'essai est prévu.

L'essai de perméabilité à niveau variable peut avoir des problèmes qui peuvent donner une sous-estimation du coefficient de perméabilité à cause des conditions d'exécution modifiant le comportement hydraulique du sol. Si on opère l'essai à niveau variable ascendant (pompage) on risque de décompresser le terrain et peut entraîner un effondrement de la cavité et des remontées dans le tube et cela surtout dans les sables ce qui peut provoquer le colmatage de la crépine. Cependant, si l'essai est réalisé par injection on risque de provoquer le colmatage dans les sols fins, lors $k < 10^{-3}$ m/s [Cassan., 2005; Schneebeli., 1978].

L'interprétation des essais de type A (voir tableau 2.2) suppose que la déformation du squelette solide est négligeable (Lefranc 1936, 1937 ; Taylor 1948 ; Luthin et Don Kirkham 1949 ; Hvorslev 1951 ; Boersma 1965 ; Navfac DM7 1974 ; Bouwer et Jackson 1974 ; Bureau de réclamation 1977 ; Chapuis et al 1981) [Chapuis., 2007 ; Chapuis et Chenaf., 2002].

Dans l'interprétation des essais de type B (voir tableau 2.2) on suppose que le squelette solide peut se déformer lentement pendant l'essai par consolidation ou gonflement cette déformation

se produit uniquement dans les aquitards, en particulier dans des argiles et des silts récents, et dans des argiles gonflantes [Chapuis, 2007 ;Chapuis et Chenaf, 2002].

Des méthodes pouvant fournir T et S sont proposées par (Cooper et al (1967, Papadopulos et al (1973) Rat et Laviron (1974) Nguyen et Pinder (1984), Van der Kamp (1976), Faust et Mercer (1984), Kipp (1985), Hyder et al (1994), [Chapuis., 2007 ;Chapuis et Chenaf., 2002]

Tableau2-2: Comparaison des caractéristiques des essais de perméabilité in situ et leur hypothèse

Nom de l'essai	Perméabilité à charge variable et à charge constant	Perméabilité et consolidation	Slug test de type amorti
Classement	Type a	Type b	Type c
Méthode	Charge constante ou variable	Charge constante	Charge variable
Squelette solide	Déformation négligeable	Elastique avec déformation différée	Elastique avec déformation instantanée
Matériau	Sols granulaires, argiles sur consolidées, roc fracturés	Silts, argiles peu consolidées ou gonflantes	Sols granulaires, rocs fracturés
Position	Aquifère, Aquitard	Aquitard	Sur toute l'épaisseur d'un aquifère
Préparation de l'essai	Tubage battu, piézométrie ou puits d'observation	Piézomètre crépiné ou de piézomètre très bien scellé (petite tuyau et grande zone d'injection)	Trou foré dans les rocs avec des obturateurs
Analyse	Lefranc (1936,1937) Hvorselv (1951) Bouwer et Rice (1976) Chapuis et al (1981)	Gibson (1966,70) Wilkinson (1968) Mieussens et Ducasse (1977)	Cooper et al (1967) Papadopulos et al (1973) Rat et Laviron (1974) Nguyen et Pinder (1984)
Problématique	-Fuites -Scellement -Niveau piézométrique réel -Claquage -Remaniement -Colmatage -Anisotropie -L'hétérogénéité	-Fuites -Scellement -Niveau piézométrique réel -Claquage -Remaniement -Colmatage -Anisotropie -L'hétérogénéité -Degré de consolidation	-Fuites -Scellement -Niveau piézométrique réel -Claquage -Remaniement -Colmatage -Anisotropie -L'hétérogénéité -Skin effet et effet pariétale

L'essai ponctuel comporte trois phases :

- La réalisation de la cavité de filtration
- L'exécution de l'essai proprement dit ;
- L'interprétation des mesures

Les objectifs d'un essai de perméabilité in situ à niveau variable sont les suivants :

- la mesure de la conductivité hydraulique (K) autour de la crépine du piézomètre ;
- la détermination de la compressibilité (S) de l'aquifère ou coefficient de consolidation de l'aquitard ;
- vérifier si le niveau d'eau statique observé dans un tube de forage ou dans un tube de piézomètre est le niveau piézométrique de la zone autour de l'extrémité du forage ou de la crépine du piézomètre

Pour la réalisation pratique d'un essai ponctuel le plus grand soin doit être apporté au forage et à la mise en place du dispositif d'essai. En première lieu il est indispensable de prendre des mesure afin qu'aucun écoulement privilégié ne puisse s'établir le long du tubage du forage [Schneebeli, 1978].

Avant de faire un essai de perméabilité in situ, on doit rassembler divers informations géologique et hydraulique telles que:

- Toutes les données géométriques de l'essai (diamètre du tuyau d'injection d'eau, dimensions de la zone d'injection, nature du matériau filtre s'il y a lieu)
- Les caractéristiques géologiques du sous sol. Le type de matériau (aquifère ou aquitard) dans lequel l'essai est réalisé
- L'épaisseur de ce matériau et son étendue
- A quelles distances sont les strates « imperméables » ou beaucoup plus perméable que la strate testée (ce seront les frontières imperméables ou à charge hydraulique constante dans les calculs)
- Le sens de mouvement de l'eau souterraine dans les aquifères et les aquitards au moins de façon approximative

2.3.2.1. Méthode du tube ouvert

Cette méthode s'applique théoriquement qu'à des sols saturés mais il est possible de l'utiliser dans les sols non saturés. On procédera à une saturation locale du point de vue du concept elle se rapproche de la méthode du « slug test » et de l'essai « Lefranc » [Cassan., 2005 ; Chossat., 2005]

Le principe de ces méthodes consiste à mesurer la variation de la charge hydraulique en fonction du temps dans un puits creusé au-dessous du niveau de la nappe est on mesure la conductivité hydraulique par l'analyse de la courbe de variation de cette charge hydraulique en fonction des temps. On isolera le niveau sur lequel sera réaliser la mesure au moyen d'un système d'obturateur [Cassan., 2005; Chossat., 2005]. La cavité ou on va effectuer la mesure de la conductivité hydraulique devra répondre à la règle suivante [Chossat., 2005] :

$$\frac{L}{2r_c} \geq 5 \text{ Où } L \text{ est la hauteur de la portion de forage et } r_c \text{ son rayon}$$

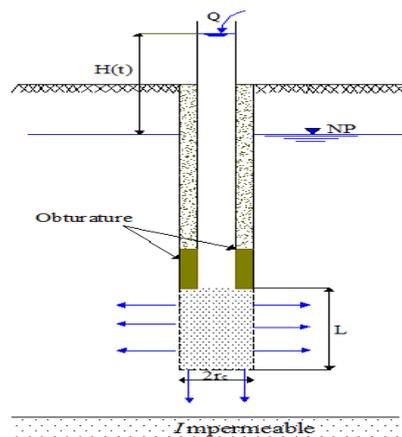


Figure2- 1: Schéma de principe de l'essai en tube ouvert

2.3.2.2. Mesures locales de perméabilité par essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est un essai qui permet d'évaluer ponctuellement le coefficient de perméabilité d'un terrain aquifère supposé homogène et isotrope autour d'une cavité pratique appelé lanterne sous l'extrémité d'un tubage, ce tube a pour but d'assurer l'étanchéité des parois de forage et qui ne peut être réalisé qu'en-dessous de la nappe. Il consiste à injecter - ou à pomper - une certaine quantité d'eau dans le sol, à partir d'un forage de forme géométrique bien définie : cylindre, sphère, etc., Puis mesurer l'évolution en fonction de temps de cette charge différentielle qui peut être produite soit par le prélèvement soit par l'apport d'eau [Cassan., 2005, NQ 2501-135 ; Isam et roland.,2005]. On distingue deux types

d'essai il peut s'agir d'un essai à charge constante (dans les sols perméables) ou à charge variable (pour les sols peu perméables). [Cassan., 2005, NQ 2501-135, Chossat., 2005, Isam et roland., 2005]

On a montré que le débit d'injection est proportionnel à la charge hydraulique appliquée $h(t)$ au diamètre D du trou de tarière et au coefficient de perméabilité k , Le débit dépend aussi d'un facteur de forme m qui est fonction des dimensions relatives ($\lambda = \frac{L}{D}$) de la cavité, ainsi que de la position relative de la nappe (H_w) et de la profondeur de substratum imperméable (H_s) [Cassan., 2005 ; Chossat., 2005].

$$Q \text{ (pompage ou infiltration)} = CkH$$

Q : débit de pompage ou d'injection ;

D : diamètre du forage (cavité)

C : coefficient de forme ou de poche de la cavité ; h : charge hydraulique stabilisée

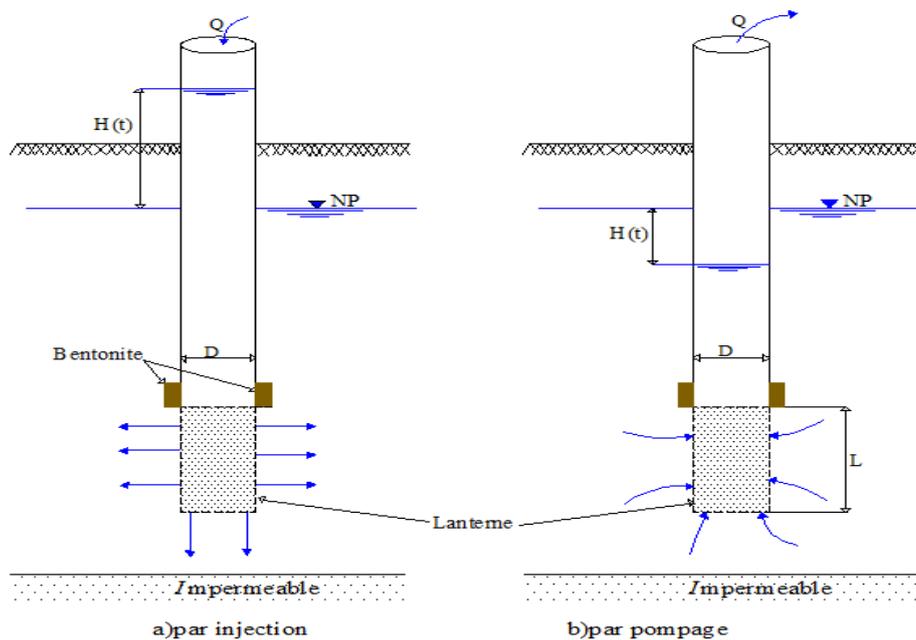


Figure 2- 2 : Schéma de principe de l'essai Lefranc

Réalisation de la cavité d'injection :

La réalisation de la cavité d'injection d'essai de Lefranc est l'opération la plus délicate, les modalités pratiques d'exécution dépendent de la nature du sol [Cassan., 2005]

Pour les terrains cohérents on réalise la cavité en isolant un élément de forage en fond de trou à l'aide d'un obturateur dilatable et la cavité se trouve en-dessous de ce bouchon qui est remplie ou préalable par des matériaux filtrants beaucoup plus perméables que le sol [Cassan., 2005, NQ 2501-135, Isam et roland.,2005]

Pour les terrains sans cohésion, il y a deux méthodes conformes à la norme :

L'utilisation d'un manchon Lefranc perforé est fixé sur le tubage à 1,5 m environ au-dessus du sabot ; et on obture la base du tubage à l'aide d'un obturateur, Où on utilise du filtre en gravillon au fond du trou beaucoup plus perméable que le terrain [Cassan., 2005, NQ 2501-135, Chossat., 2005, Isam et roland.,2005]

Il est indispensable de vérifier au cours de l'essai qu'il se déroule convenablement, et qu'il ne se produit pas de colmatage des éléments filtrants, puisque dans les sols de formations sableuse l'essai par pompage provoque des entrainements d'éléments fins et le phénomène de renards qui se traduisent par le colmatage. D'autre part, dans les essais par injection le colmatage est nettement moins fréquent dans les sols de forte perméabilité. Le colmatage peut se manifester par une cassure de la droite de débit injecté en fonction du temps, à charge constante [Cassan. ; 2005, Chossat. ; 2005 ; Schneebli. ; 1978]

Coefficients de forme

Dans un milieu homogène indéfini (limite de l'aquifère éloignée de la crépine), les coefficients de forme à prendre en compte, soit m , sont donnés par le tableau [Cassan., 2005 ; Schneebli., 1978]

Valeurs de coefficients de forme en milieu homogène infini : formules de Brillant

Tableau2- 3: coefficient de forme de Lefranc

λ	C
$\lambda \geq 10$	$\frac{2\pi\lambda}{Ln2\lambda}$
$1,2 \leq \lambda \leq 10$	$\frac{2\pi\lambda}{Ln(\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 1})}$
$\lambda \leq 1,2$	$2 + 4,5\lambda$
0	2

Mais lorsque la cavité se trouve à proximité de l'une des limites de la nappe (surface libre, substratum étanche, horizon de perméabilité différent) il faut appliquer certaines corrections sur le coefficient de forme. On utilise un coefficient de forme corrigé m fonctions de m_0 et des distances de la cavité par rapport aux limites de l'aquifère. Voici quelques exemples pour les configurations les plus courantes : [Cassan.,2005]

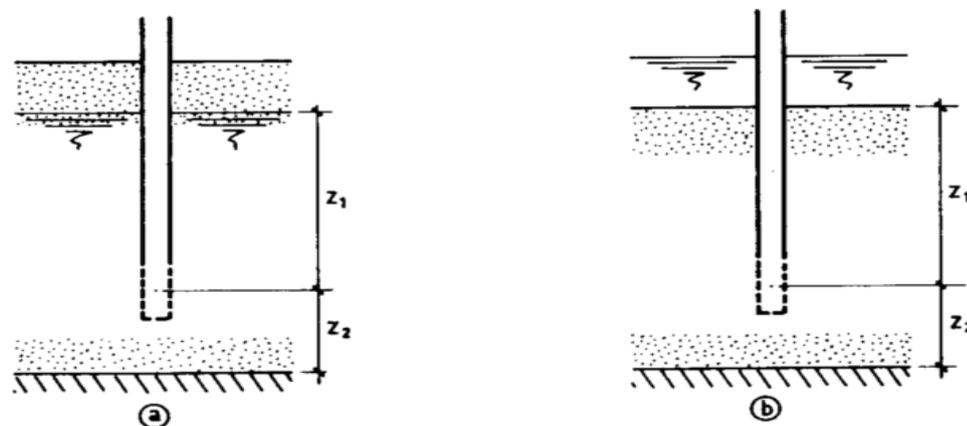


Figure2- 3: Essai Lefranc dans un aquifère dont les limites (haute et basses) sont à des distances finies

les deux limites de la nappe sont infiniment éloignées :

✓ **la cavité est proche du substratum étanche**

Le substratum est une surface de courant et l'influence de la surface libre est négligeable.

D : diamètre du forage OÙ C le coefficient de forme corrigé :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} + \frac{D}{8\pi Z_1} \dots\dots\dots (2.3)$$

C_0 étant le coefficient de forme en milieu homogène indéfini ;

Z_1 : la distance du milieu de la crépine avec le terrain naturel

la cavité est proche de la surface libre, celle-ci étant à l'intérieur du massif :

La surface libre est une surface de courant et l'influence du substratum est négligeable. D'où m le coefficient de forme corrigé donné par la formule (2.3).

✓ **la cavité est proche du terrain naturel, celui-ci étant sous la nappe :**

Le terrain naturel est une surface de filtration et l'influence du substratum est négligeable. D'où m le coefficient de forme corrigé :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} - \frac{D}{8\pi Z_1} \dots\dots\dots (2.4)$$

↵ **les deux limites de la nappe sont à distance finie**

On définit le coefficient $\omega = \frac{K_1 + K_2}{K_1 - K_2} \geq 1$

K_1 : perméabilité de la couche superficielle où se trouve la cavité ;

K_2 : perméabilité de la couche inférieure et/ou substratum.

✓ **la surface libre est à l'intérieur du massif :**

Z_1 grand par rapport à Z_2 :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} + \frac{D}{8\pi Z_1} + \frac{D}{8\pi\omega Z_2} - \frac{D}{8\pi(Z_1 + Z_2)} + \frac{D(\omega + 1)^2}{8\pi\omega(Z_1 + Z_2)} \log\left(\frac{\omega}{\omega - 1}\right) \dots \dots \dots (2.5)$$

Z_1 petit par rapport à Z_2 :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} + \frac{D}{8\pi Z_1} + \frac{D}{8\omega\pi Z_2} - \frac{D}{8\pi(Z_1 + Z_2)} + \frac{D}{2\pi(Z_1 + Z_2)} \log\left(\frac{\omega}{\omega - 1}\right) \dots \dots \dots (2.6)$$

C_0 étant le coefficient de forme en milieu homogène indéfini ;

Z_2 : la distance du milieu de la crépine avec le substratum ;

ω : coefficient fonction de k_1 et k_2 , si substratum imperméable prendre

$$\omega = 1,002.$$

✓ **la surface libre est au-dessus du terrain naturel :**

Z_1 grand par rapport à Z_2 :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} - \frac{D}{8\pi Z_1} + \frac{D}{8\omega\pi Z_2} + \frac{D}{8\pi(Z_1 + Z_2)} + \frac{D(\omega + 1)^2}{8\omega\pi(Z_1 + Z_2)} \log\left(\frac{\omega}{\omega + 1}\right) \dots \dots \dots (2.7)$$

Z_1 petit par rapport à Z_2 :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_0} + \frac{D}{8\pi Z_1} + \frac{D}{8\omega\pi Z_2} - \frac{D}{8\pi(Z_1 + Z_2)} \dots \dots \dots (2.8)$$

C_0 étant le coefficient de forme en milieu homogène indéfini ;

Z_1 : la distance du milieu de la crépine avec le terrain naturel ;

ω : coefficient fonction de K_1 et K_2 , si substratum imperméable $\omega = 1$.

2.3.2.3. Méthode du bout de tubage

La méthode du bout de tubage est une méthode simple qui consiste à introduire un tube de résistant qui doit être avancé par battage pour éviter la rotation à cause de la mauvaise qualité du contact entre le sol et l'extérieure de tubage, [NQ 2501-130].

La méthode consiste à injecter l'eau dans le tubage qui ne s'infiltrer dans le sol que par la surface inférieure du tubage puis on mesure la variation de la charges hydraulique en fonction de temps. Donc le principe de l'essai est le même que de l'essai de Lefranc. La seule différence entre les deux est que pour la méthode du bout de tubage simplement ouvert à son extrémité l'eau est injectée dans le sol par cette ouverture de diamètre D et $\frac{L}{D} = 0$, donc le coefficient de forme C vaut [Chapuis., 2007, Schneebeli., 1978]:

$$C = 2.75D \dots\dots\dots (2.9)$$

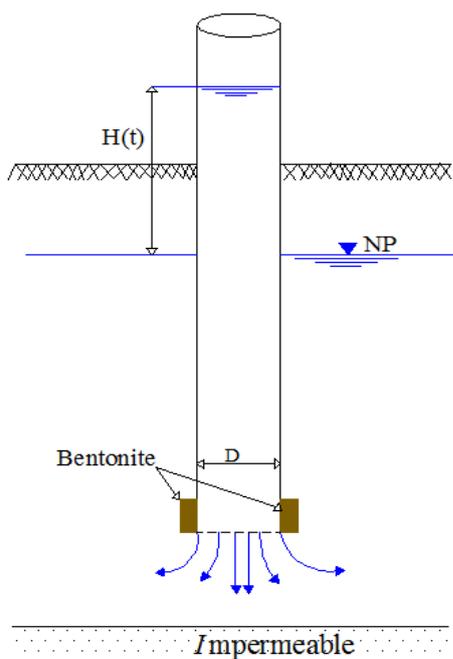


Figure2- 4:Schéma de principe de l'essai en bout de tubage

2.3.2.4. Méthode du slug test

Slug test est employé depuis plusieurs années, il fait partie des essais in situ à charge variable qui permettent de déterminer la conductivité hydraulique locale d'un sol saturé près de la crépine [Hvorslev., 1951 ; Cooper et al., 1967; Bouwer and Rice., 1976 ; McElwee et

Zemansky., 2005 ; Ross et McElwee., 2007], cette méthode est peu coûteuse, facile à mettre en œuvre [Halford *et* Kuniansky., 2002, Houston et Braun.,2004].

Il sert d'abord à mesurer le niveau statique dans le piézomètre, puis en provoque un changement de la charge (niveau de l'eau au-dessus du niveau statique) par injection ou par prélèvement quasi-instantanée d'une quantité d'eau connue, et mesure le changement du niveau d'eau avec le temps jusqu'à ce que le niveau d'eau revienne au niveau statique initial ; [Halford et Kuniansky., 2002 ; Maréchal et al., 2007 ; Krusmen et ridder., 2000] ce changement de niveau de la charge provoqué par l'immersion d'un volume cylindrique étanche (slug) constitué par un tube en PVC [Bouwer and Rice., 1976 ; Krusmen et ridder., 2000 ;McElwee et al., 2008]

Bien que l'essai de « slug test » a été employé avec succès dans les formations de faible et moyenne perméabilités, les difficultés représentées dans l'exécution de l'essai dans les sols fortement perméables, les difficultés spécifiques incluent : l'oscillation du niveau d'eau avec le temps, la durée de stabilisation du niveau d'eau qui est trop courte, habituellement dans quelques secondes [Reddy et al., 1998, Wachter et al., 2008]. Dans ce cas il est nécessaire d'utiliser un capteur de pression avec un système d'enregistrement [Chapuis., 2007 ; Krusmen et Ridder., 2000], il est recommandé de répéter les essais de 2 ou 3 fois avec différents volumes de slug. Si les valeurs estimées de K sont proches les unes des autres, il serait juste de supposer que le puits est correctement développé. Le puits a probablement besoin du développement si les résultats sont contradictoires ou divergents [Halford *et* Kuniansky., 2002],

Donc la méthode de slug test a été développée ces dernières années et devenue plus complexe et exige plus d'équipement [Krusmen et Ridder., 2000]

Les méthodes d'interprétations des slug test supposent que le squelette solide de l'aquifère confiné se déforme élastiquement, sans aucun délai dans sa réponse élastique l'essai peut fournir théoriquement la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère confiné [Chapuis., 2007].

2.3.2.5. Analyse et interprétation des essais de perméabilité à niveau variable

Une fois que l'essai réalisé et les données sont rassemblées, il y a plusieurs méthodes pour l'analyse des essais de perméabilité à niveau variable qui est fonction de la pénétration des puits dans l'aquifère, le type de l'aquifère et les effets de paroi ; Les hypothèses de base pour appliquer sont [Ohioepa., 2006] :

- Aquifère d'extensions infini et isotrope, dont la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement sont constant
- Aquifère homogène et d'épaisseur uniforme, la surface piézométrique doit être plane initialement immobile ($h=0$ quelque soit t)
- Le puits peut être partiellement ou totalement crépiné
- La charge est constante sur une même verticale

2.3.2.5.1. Méthode de Hvorslev (1951)

Hvorslev (1951) était le premier qui a fait l'analyse d'essai de perméabilité in situ. La méthode d'analyse de Hvorslev est la plus simple [Weight ., 2004 ; Bureau of Reclamation .,2001 ; US EPA., 1994] et la plus précise [Rovey.,1998], elle permet de déterminer la conductivité hydraulique environnant le trou de forage [Weight ., 2004 ; Delleur., 2007]. Hvorslev a supposé que l'influence de l'emmagasinement est négligeable [Chapuis .,2007 ; Rovey II .,1998 ; Bureau of Reclamation .,2001 ;hvorslev 1951] ; Il a démontré que le débit de sol est égale au débit d'injection dans une cellule piézométrique et qu'ils sont proportionnelle au tout moment (t) à la conductivité hydraulique et la déférence de charge $(H-h)$ [Chapuis.,2007 ;Hvorslev., 1951] ; il considérant les hypothèses de base suivantes [Barcelona et al., 1985 ; US EPA., 1994 ; Bureau of Reclamation .,2001 ;Hvorslev 1951]:

- 1) la formation aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur infinie dans tous les directions;
- 2) l'écoulement se situe dans les limites de validité de la loi de Darcy;
- 3) l'eau et la formation aquifère sont incompressibles;
- 4) l'écoulement est monophasique (eau seulement).

On a

$$Q_{inj} = Q_{sol} = CK(H_0 - h) \dots\dots\dots (2.10)$$

Ou :

C : le coefficient de forme de la zone d'injection

K : la conductivité hydraulique

H_0 : la charge à l'équilibre (m)

h : la charge mesurée (m) à $t = t_i$

$$Q_{inj} = -S_{inj} \frac{d(H - h)}{dt} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\frac{d(H - h)}{dt} = -\frac{KC(H - h)}{S_{inj}} \Rightarrow \frac{d(H - h)}{(H - h)} = -\frac{KC}{S_{inj}} dt \dots\dots\dots (2.12)$$

L'intégration donne l'équation de Hvorslev :

$$\ln \frac{H_1}{H_2} = -\frac{KC}{S_{inj}}(t_1 - t_2) \dots\dots\dots (2.13)$$

Avec, H_1 et H_2 est la différence de charge hydraulique (H_0-h) aux temps t_1 et t_2

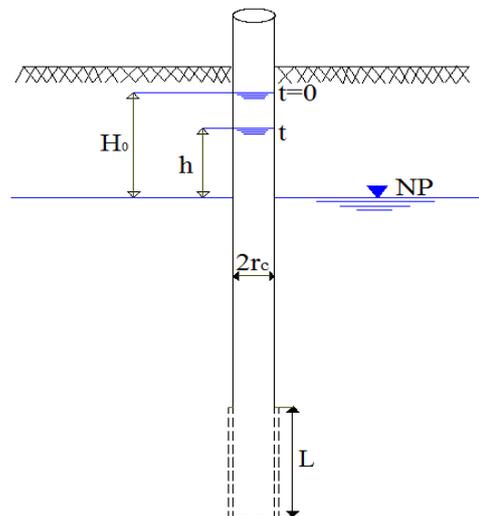


Figure2- 5: Schéma de principe de la méthode de Hvorslev

Hvorslev (1951) a donné une simple expression de la conductivité hydraulique qui a obtenu par la détermination du temps requis T_0 pour que le niveau d'eau atteins 37% du maximum initiale [Weight ., 2004 ; Bureau of Reclamation .,2001 ;Hvorslev.,1951 ; Chirlin., 1989]

$$T_0 = \frac{V}{Q} = \frac{\pi r^2}{CK} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$K = \frac{S_{inj}}{C.T_0} \dots\dots\dots (2.15)$$

Hvorslev présente les résultats expérimentaux de l'essai sur graphique semi-log de $\ln \frac{H}{H_0}$ versus t avec H_0 la charge hydraulique initiale au $t = 0$ [Bureau of Reclamation,2001 ; McElwee et Zemansky, 2004 ;Chapuis, 2007 ; Barcelona et al 1985]. La détermination de la valeur de T_0 par la projection de la valeur $\frac{H}{H_0} = 0.37$ sur le graphe semi-logarithmique, la préférence est donnée au graphique de $\ln(H)$ versus de t qui donne une droite de pente p [Chapuis., 2007]

$$p = \frac{KC}{S_{inj}} \Rightarrow K = p \frac{S_{inj}}{C} \dots\dots\dots (2.16)$$

Le coefficient de forme de Hvorslev :

La formule de coefficient est donnée par la résolution de l'équation de Laplace pour une cavité ellipsoïde dans un domaine homogène et infini [Chapuis, 1989. Chapuis, 2009. Chapuis, 2009. Lafhaj et Sharhour, 2000]:

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1}\right)} \dots\dots\dots (2.17)$$

Pour une cavité cylindrique la formule (2.17) se simplifie :

On tire $\left(\frac{L}{D}\right)^2$:

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 \left(1 + \frac{D^2}{L^2}\right)}\right)} \dots\dots\dots (2.18)$$

Et comme $D < L$ donc $\left(\frac{D}{L}\right)^2 \cong 0$

D'où :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(2\frac{L}{D}\right)} \dots\dots\dots (2.19)$$

Si on assimile le cylindre à une sphère de même surface le coefficient de forme devient :

$$C = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2.20)$$

Dans le milieu anisotrope Hvorslev a fait des corrections pour la formule du coefficient de forme, il a transformé le milieu anisotrope en milieu isotrope pour que l'équation d'écoulement devienne une équation de Laplace.

Le coefficient de forme de la zone d'injection est fonction de λ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = L' \\ D' = \frac{D}{\sqrt{\alpha}} \\ \lambda = \frac{L'}{D'} = \frac{L}{D} \sqrt{\alpha} = \lambda \sqrt{\alpha} \end{array} \right. \dots\dots\dots (2.21)$$

La formule de Hvorslev devient :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(\frac{L}{D}\sqrt{\alpha} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2\alpha + 1}\right)} \dots\dots\dots (2.22)$$

2.3.2.5.2. Méthode de Cooper et al (1967)

Cette méthode est basée sur une solution de l'équation de l'écoulement en milieu poreux et en régime transitoire [Cooper et al 1967] selon les hypothèses de base suivant : [Krusmen et Ridder., 2000 ; Halford et Kuniansky., 2002 ; Cooper et al., 1967]

- 1) la formation aquifère est confinée, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie;
- 2) la surface piézométrique est horizontale et la charge hydraulique est constante et uniforme dans toute la formation aquifère avant l'injection de l'eau,
- 3) un seul puits d'essai traverse la formation aquifère sur toute son épaisseur,
- 4) le volume d'eau est introduit instantanément dans le puits et le retour aux conditions statiques suit immédiatement;
- 5) l'écoulement est horizontal dans des conditions de régime transitoire et se retrouve dans les limites de la validité de la loi de Darcy.

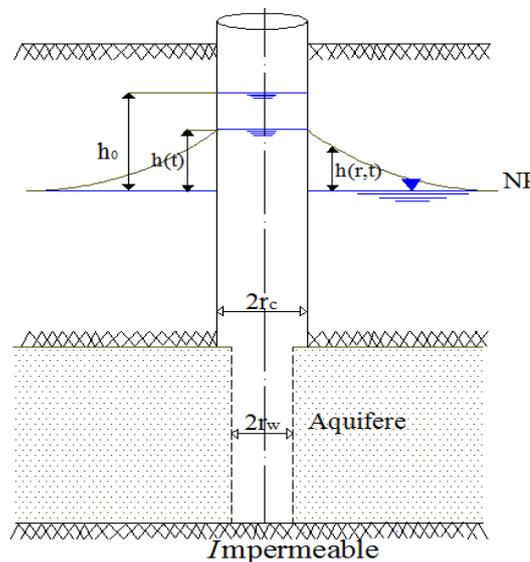


Figure2- 6: Schéma de principe de la méthode de Cooper et al

Un volume de l'eau (V) instantanément retiré ou injecté dans le tube de liaison de diamètre (2r_w) peut créant une charge initiale h₀ au dessous de niveau de la nappe statique à l'équilibre [Krusmen et ridder., 2000 ; Cooper et al., 1967]

$$h_0 = \frac{V}{\pi r_c^2} \dots\dots\dots (2.23)$$

Puis le niveau d'eau revient au niveau statique, la descente de niveau dans le tube est suivie dans le temps par Cooper et al(1967) et Papadopulos et al (1973) pour une puis de large diamètre pénètre totalement un aquifère à nappe captive figure avec le volume d'eau entrant dans le terrain par la paroi de la cavité est égale à la variation pendant l'unité de temps du volume d'eau [Cooper et al., 1967 ; Krusmen et ridder., 2000]

$$2\pi r_w T \frac{\partial h(r_0, t)}{\partial r} = \frac{\pi r_c^2 \partial h(t)}{\partial t} \dots\dots\dots (2.24)$$

L'intégration de l'équation différentielle conduit alors à la relation :

$$h_t = h_0 F(\alpha, \beta) \text{ Où } \frac{h_t}{h_0} = F(\alpha, \beta) \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\alpha = S \frac{r_w^2}{r_c^2} \text{ Et } \beta = \frac{Kb_t}{r_c^2} \dots\dots\dots (2.26)$$

h_0 : charge initiale dans le puis a t=0

h_t : charge instantané dans le puis a t > 0

r_c : rayon du forge au niveau du plan d'eau libre (m) ou du tubage dépasse le niveau d'eau

r_w : rayon de forage au niveau de l'aquifère (m)

s : coefficient d'emmagasinement

b : l'épaisseur de l'aquifère

$$F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_0^\infty \frac{\exp(-\beta u^2)}{uf(u, \alpha)} \dots\dots\dots (2.27)$$

Avec :

$$f(u, \alpha) = [uJ_0(u) - 2\alpha J_1(u)]^2 + [uY_0(u) - 2\alpha Y_1(u)]^2 \dots\dots\dots (2.28)$$

Et $J_0(u)$, $J_1(u)$, $Y_0(u)$ et $Y_1(u)$ sont respectivement les équations de Bessel de première et seconde espèce d'ordre 0 et 1

Les valeurs de la fonction $F(\alpha, \beta)$ pour différentes valeurs de α et β données par Cooper et al (1967), Papadopulos et al (1973) dans l'annexe, la figure présente ces valeurs dans des courbes.

Procédure : [Krusmen et ridder., 2000]

- Utilisant l'annexe pour présenté dans un graphique semi-log de $F(\alpha, \beta)$ versus de β pour une valeur de α
- Connaissant le volume d'eau injecté ou enlevé dans le puits et calculer h_0 par la formule
- Calculer $\frac{h_t}{h_0}$ pour déférente valeur de t
- On présent dans une graphique semi log $\frac{h_t}{h_0}$ versus de t
- On superpose le graphe expérimental aux courbes maitresses en gardant les axes parallèles. la meilleur superposition trouvé défini la valeur de α , qui permet de calculer S
- Il suffit ensuite de considérer un temps t quelconque qu'il correspond une valeur β sur le graphe théorique qui donne $T=k.b$ par l'équation

Un des problèmes major de cette méthode est que les courbes sont très semblables, et qui il est difficile d'obtenir un bon ajustement de α qui donne S. En constate cependant qu'il n'en résulte qu'une faible incertitude sur figure (2.7) :

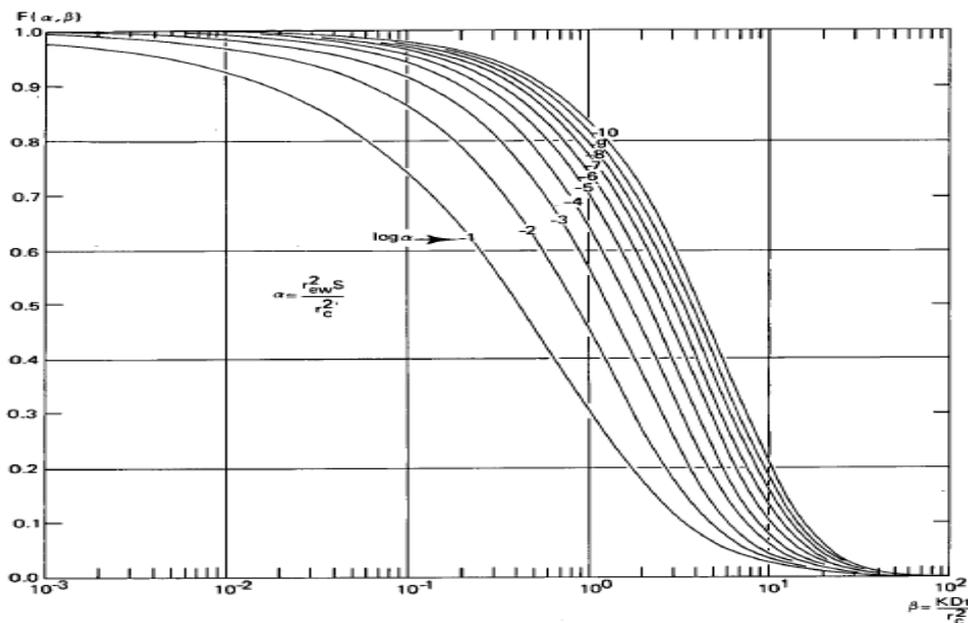


Figure2- 7: Evolution théorique de la charge en fonction de α et β

2.3.2.5.3. Méthode de Bouwer et Rice (1976)

La méthode de Bouwer et Rice (1976) est présentée une méthode basé sur les équations de Thiem [Bouwer et Rice., 1976 ;Maréchal et al ., 2007 ; Krusmen et Ridder., 2000 ;Chapuis .,2009] .Bouwer et Rice assume que le puits pénètrent partiellement ou totalement dans un aquifère à nappe libre [Bouwer et Rice., 1976 ; Krusmen et Ridder., 2000 ; Weight ., 2004] et peut utiliser pour les nappes captive [Bouwer et Rice., 1976 ; Chapuis., 2007 ; Bureau of Reclamation .,2001]. La méthode de Bouwer et Rice ne fourni que la conductivité hydraulique. Les hypothèses de base :[Bouwer et Rice., 1976 ; Krusmen et Ridder., 2000 ; Weight ., 2004 ; Bureau of Reclamation .,2001]

1. la formation aquifère homogène, isotrope.
2. l'abaissement de la nappe phréatique autour du puits est négligeable.
3. l'écoulement au-dessus de l'eau peut être ignoré (dans la frange capillaire).
4. les pertes de charge particulières sont négligeables (les fuites d'eau dans le puits).

$$Q = 2\pi Kd \frac{h}{\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)} \dots\dots\dots (2.29)$$

Le taux d'élévation $\frac{dh}{dt}$, de niveaux d'eau dans le puits peut être exprimé par :

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q}{\pi r_c^2} \dots\dots\dots (2.30)$$

Puis ,on combine les équations leur donne par intégration :

$$\ln(h) = \frac{2KLt}{r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)} + c \dots\dots\dots (2.31)$$

Et applique cette équation entre les limites h_0 à $t=0$ et h_t à t et résolve la valeur de k :

$$\ln \frac{h_0}{h_1} = \frac{2\pi dK}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} (t_1 - t_2) \dots\dots\dots (2.32)$$

Cette équation est analogue à l'équation de Hvorslev :

$$\ln \frac{h_0}{h_1} = \frac{KC}{S_{inj}} (t_1 - t_2) \dots\dots\dots (2.33)$$

Mais avec un coefficient de forme C définit par :

$$C = \frac{2\pi l}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$K = \frac{r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)}{2l} \frac{1}{t} \ln \frac{h_0}{h_t} \dots\dots\dots (2.35)$$

r_c : rayon intérieur de l'enveloppe si le niveau de l'eau est au-dessus de la partie perforé

r_w : rayon du puits ou rayon d'enfermer plus l'épaisseur de gravier qui enveloppe le puits

R_e : est l'excédent équivalent de distance radiale que la perte principale y est absorbé dans le système d'écoulement.

L : la longueur de la crépine.

h : est la distance verticale entre le niveau d'eau dans le puits et le niveau statique de la nappe phréatique,

Bouwer et Rice ont été déterminé la valeur de R_e expérimentalement par analogie électrique pour différent valeur de r_w , L , H et D , Ce qui leur a permis de dériver les relation empirique suivantes [Bouwer et Rice, 1976 ; Krusmen et Ridder 2000; Weight ., 2004 ; Bureau of Reclamation .,2001 ; Chapuis., 2007 ;Chapuis., 2009 ; Rupp et al., 2001]

Pour les puits pénètrent partiellement :

$$\ln \frac{R_0}{r_w} = \left[\frac{1.1}{\ln(H/r_w)} + \frac{A + B \ln[(D - H)/r_w]}{L/r_w} \right]^{-1} \dots\dots\dots (2.36)$$

Pour les puits pénètrent totalement :

$$\ln \frac{R_0}{r_w} = \left[\frac{1.1}{\ln(b/r_w)} + \frac{C}{L/r_w} \right]^{-1} \dots\dots\dots (2.37)$$

Les coefficients A,B et C sont des fonctions de L/r_w , l'élancement de lanterne ou zone d'injection, fournis par la figure 2.9

Zlotnik(1994) à fait des corrections dans la formule de Bouwer et Rice pour le domaine anisotrope, il remplace le rayon de puits d'injection r_w par la valeur corrigé $r_w^* = \frac{r_w}{\sqrt{\alpha}}$

La formule (2.35), (2.36) et (2.37) devient :

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w} \sqrt{\alpha}\right)} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$\ln \frac{R_0}{r_w \sqrt{\alpha}} = \left[\frac{1.1}{\ln(H \sqrt{\alpha} / r_w)} + \frac{A + B \ln[(D - H) \sqrt{\alpha} / r_w]}{L \sqrt{\alpha} / r_w} \right]^{-1} \dots\dots (2.39)$$

$$\ln \frac{R_0}{r_w \sqrt{\alpha}} = \left[\frac{1.1}{\ln(b \sqrt{\alpha} / r_w)} + \frac{C}{L \sqrt{\alpha} / r_w} \right]^{-1} \dots\dots\dots (2.40)$$

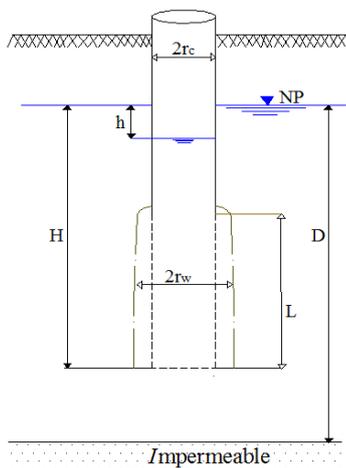


Figure2- 8: Schéma de principe de la méthode de Bouwer et Rice

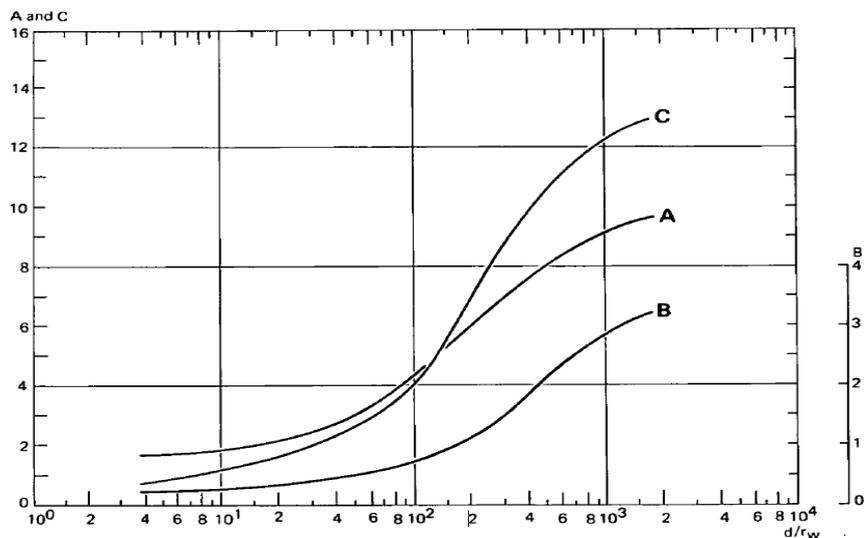


Figure2- 9: Courbes reliant les coefficients A, B, C aux différentes valeurs de L/rw

2.3.2.5.4. Méthode de Nguyen et Pinder (1984):

Cette méthode est applicable pour une pénétration partielle des puits d'un aquifère infini qui peut fournir la valeur de T et S dans laquelle les effets de la limite de niveau de la nappe et les fuites d'eau peuvent être ignorés [Chapuis., 2007]. Cette méthode consiste à tracer les résultats expérimentaux dans deux graphiques, le premier de log(H) versus log(t) et le second de log(dh/dt) versus 1/t [Chapuis., 2007]

Procédure :

1. donner du t et les valeurs de H (t) mesurées sur le terrain
2. Tracer le graphe log(h) en fonction de log(t) qui a la forme d'une ligne droite de pente C₁ avec laquelle on peut calculer le coefficient d'emmagasinement S.
3. Calculer le coefficient d'emmagasinement :

$$S = \frac{C_1 r_c^2}{r_s^2 L} \dots\dots\dots (2.41)$$

4. Calculer 1/t et Tracer le graphe log(dH/dt) en fonction de 1/t qui doit donner une ligne droite de pente C₂ avec laquelle on peut calculer le coefficient de perméabilité K
5. Calculer le coefficient de la perméabilité

$$S = \frac{C_1 r_c^2}{4LC_2} \dots\dots\dots (2.42)$$

Avec :

Rc : rayon du cuvelage de puits

r : rayon du de trou ou de l'obturation

L : longueur de la crépine

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle est difficile de trouver des lignes droites. Butler et Hyder (1994) démontré que les valeurs de T et S tirées par la méthode de Nguyen et Pinder sont mal calculées à cause des erreurs commises lors du développement mathématique des solutions [Chapuis., 2007].

2.3.2.5.5. Méthode du graphique de vitesse

L'équation des essais de perméabilité a niveau variable est:

$$AdH = Qdt \text{ Avec, } Q=CKH$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{CK}{A} H \dots\dots\dots (2.43)$$

Cette équation différentielle permet de déterminer le coefficient de perméabilité :

- Soit par intégration analytique de cette équation différentielle
- Soit directement par la méthode du graphique de vitesse

L'équation (2.43) peut s'écrire

$$\frac{dH}{H} = \frac{CK}{A} dt \Rightarrow \ln \frac{H_1}{H_2} = \frac{C}{A} K(t_2 - t_1) \dots\dots\dots (2.44)$$

On trace le graphe $\ln(H_1/H_2)$ en fonction de (t) qui donne théoriquement une ligne droite de pente égale à $\frac{CK}{A}$, mais l'expérience donne des courbe qui ne passe pas par l'origine [Chapuis et Chenaf., 2003] à cause des erreurs [Chapuis et al .,1981] :

- Les fuites par les joints au contact du tubage
- Le remaniement du sol pendant le battage et de lavage
- Le colmatage par sédimentation
- le retard dans le temps de repense
- Le claquage hydraulique du sol

Pratiquement, On peut réduire les erreurs par le contrôle rigoureux des opérations de forage et de limiter la colonne d'eau appliquée. Par contre, il est difficile de réduire les fuites [Chapuis et al.,1981]. Un risque erreur est l'erreur piézométrique (NP).qu'il s'agit soit l'erreur du piézomètre due à une court-circuit hydraulique, soit de l'erreur d'estimation du niveau piézométrique pendant le forage [Chapuis et al.,1981,Chapuis 2007] , Ce NP est difficile a estimé puisque le mauvais scellement des piézomètres ou de puits peut causer un court circuit hydraulique due a l'érosion interne des sols naturels autour du tubage, et on ne laisse pas le niveau d'eau dans le tubage le temps de se stabilisé après l'opération de piézomètre [Chapuis et Sabourin.,1989 ;Chapuis.,2007 ; Chapuis et al.,1981].l'erreur piézométrique peut être corriger par la méthode du graphique de vitesse [Chapuis et sabourin.,1989 ; ;Chapuis., 2007 ;Chapuis et al.,1981 ; Chapuis et Chenaf., 2003 ;Cassan .,2005]

L'interprétation des essais de perméabilité directement par des courbes de vitesse consiste à tracer un graphe des vitesses de remonter ou de descendre $\frac{dh}{dt}$ en fonction des colonnes d'eau

H qui doit être, théoriquement un droite de pente $\frac{CK}{S}$ et qui passe par l'origine puisque d'après (2.43) la vitesse est nulle quand la charge H est nulle [Chapuis et Sabourin., 1989; Chapuis., 2007 ; Chapuis et al.,1981; Chapuis et Chenaf., 2003 ; Cassan., 2005]

Le résultat expérimental peut donner :

- De graphe droit passe par l'origine si l'écoulement est stable

- De graphe droite ne passe pas par l'origine
- Les points ne sont pas alignés

Si la courbe coupe à l'ordonnée dans le point H_0 qui correspond à une vitesse nulle, c'est l'erreur systématique omise lors de l'évaluation du NP [Cassan., 2005; Chapuis., 2007]. Donc si le graphe $\ln(H)$ n'est pas une droite dans la représentation on effectue une correction par H_0 donc $H_1 = H - H_0$. Par la suite le graphe $\ln(H_{r1}/H_{r2})$ en fonction du temps doit donner une ligne droite passant par l'origine.

La courbe de vitesse présente plusieurs avantages. Elle renseigne sur la stabilité de l'écoulement et permet d'éliminer l'erreur H_0 sur le N. Elle permet également de vérifier le scellement hydraulique des puits et la détection des courts circuits hydrauliques dans les aquifères [Chapuis et Sabourin., 1989; Chapuis., 2007]

2.3.2.6. La méthode perméamétrie auto-foreur

Le perméamètre auto foreur est un tube de petite diamètre utilisé pour, déterminer la conductivité hydraulique in situ dans une formation peu profonde non consolidée [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008 ; sellwood et al., 2005]. Le perméamètre auto foreur est caractérisé par une petite crépine et par deux capteurs de pression qu'ils sont localisés en dessus ou en dessous de la crépine [Butler et al., 2007]. On injecte l'eau dans le tube pour éviter le colmatage de la crépine ou même temps de l'avancement de la tube, qui peut avancer dans le sous sol avec la poussée de l'équipement d'auto foreur [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008 ; sellwood et al., 2005]. L'auto foreur utilise une haute fréquence pour que le tube avance rapidement [Butler et al., 1999]. Quand la profondeur destinée pour mesurer la conductivité hydraulique est atteinte, on commencera l'injection de l'eau avec un débit constant dans le tube et on mesure la variation de la charge d'eau dans les deux capteurs de pression en fonction du temps [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008, Lowry et al., 1999].

Les avantages de cette méthode sont [Butler et al., 2007, Lowry et al., 1999]:

- La détermination de la conductivité hydraulique par cette méthode n'est pas influencée par le tassement de la zone d'étude provoqué par l'avancement du tube.
- La rapidité de l'essai par rapport aux autres méthodes
- La méthode d'analyse utilisée est une simple expression basée sur la loi de Darcy

Les inconvénients de cette méthode [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008]:

- La fragilité des capteurs de pressions
- Le colmatage de la crépine pendant l'avancement de tube dans le sous sol

La conductivité hydraulique K est calculée par une simple formule basée sur la loi de Darcy en coordonnées sphériques, cette formule est basée sur les hypothèses suivantes [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008, Lowry et al., 1999]:

- Le sol est homogène isotrope
- Le milieu est infini
- Le gradient hydraulique est constant

$$K = \frac{Q}{4\pi(\Delta h_1 - \Delta h_2)} \left(\frac{1}{l_1} - \frac{1}{l_2} \right) \dots\dots\dots (2.45)$$

Avec :

Q : débit d'injection

l_1 : la distance entre le centre de la crépine et le capteur de pression le plus proche (cp_1)

l_2 : la distance entre le centre de la crépine et le capteur de pression le plus loin (cp_2)

Δh_1 et Δh_2 : La charge hydraulique lue sur le capteur de pression (cp_1) et (cp_2) respectivement

Si le sol est anisotrope, on remplace dans la formule la conductivité hydraulique K par leur composante horizontale K_h [Butler et al., 2007 ; liu et al., 2008].

Pour le cas où l'essai se fait en régime permanent (Δh_1 et Δh_2 sont constant ou cours du temps) dans ce cas on a calculé la conductivité hydraulique pour chaque capteur de pression :

$$K_i = \frac{Q}{4\pi(\Delta h_i)l_i} ; \quad i = 1 \text{ ou } 2 \dots\dots\dots (2.46)$$

L'avantage de la formule est qu'on peut l'utiliser pour calculer la conductivité hydraulique de chaque couche quand le sol est hétérogène.

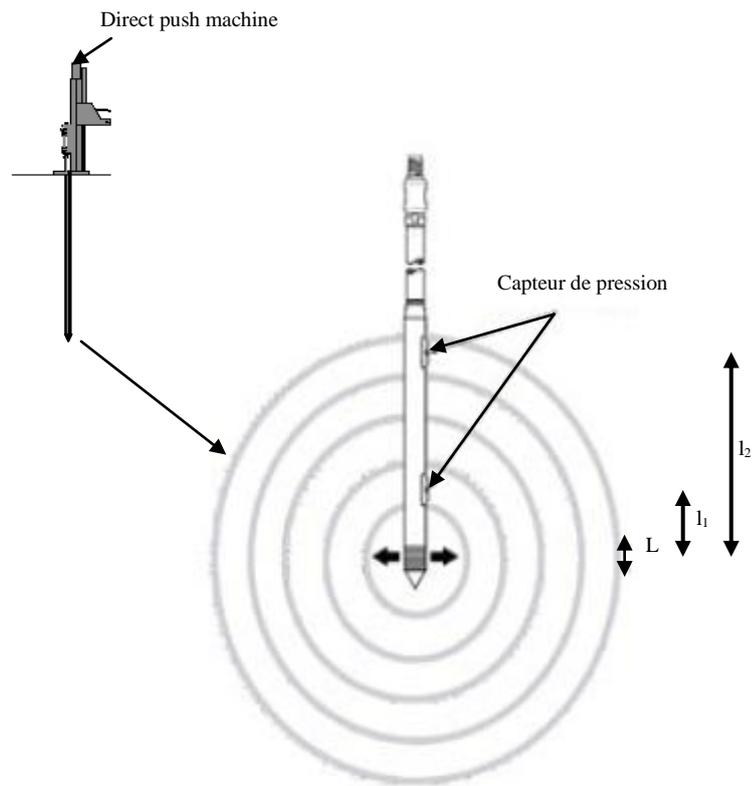


Figure2- 10: Schéma de DPP

Chapitre III

SEEP/W : LOGICIEL D'ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DE L'ESSAIS DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE

3.1. Introduction :

SEEP/W est un logiciel commercialisé par Geo-slope International utilisé pour la modélisation par éléments finis des écoulements de fluides et les pressions interstitielles dans les milieux poreux (sols, bétons, rock, etc.).

A travers ce chapitre, nous tacherons d'offrir un aperçu globale hypothèses et les équations sur lesquelles est conçu le programme SEEP/W.

3.2. Présentations du logiciel Seep/w

SEEP/w est un logiciel commercialisé par la compagnie Geoslope internationale. Celui ci est l'un des quatre logiciels développés par la compagnie Geoslope, le groupe des logiciels sont :

- Slope/w : est un logiciel qui sert à calculer la stabilité des pentes
- CTRAN/w : permet à effectuer la modélisation d'un panaché de contamination.
- SIGMA/w : pour le calcul des contraintes d'un sol.

Le logiciel SEEP/w permet la modélisation de l'écoulement de l'eau souterrains par la méthode des éléments finis (MEF) dans le milieu poreux et rocheux, il tient compte de l'écoulement dans le milieu saturé et non saturé. SEEP/w simule l'écoulement de l'eau souterrain dans le cas unidimensionnels et bidimensionnels (plan ou axisymétrique). ce logiciel permet de simuler l'écoulement en régime permanent ou transitoire en milieu isotrope ou anisotrope.

SEEP/w inclus trois programmes exécutables :

- DEFINE : permet de définir les données de problème, crée des mailles par élément, définir les propriétés des matériaux, choisir des critères de convergence ainsi que définir les conditions aux frontières.
- SOLVE : permet la résolution des équations d'écoulement d'eau souterraine par la méthode d'élément fini (MEF)
- CONTOUR : est un programme qui peut montrer les résultats graphiques obtenus par SEEP/w solve.

SEEP/w utilise pour les projets de géotechnique, hydrogéologie, géo-environnement, etc. par exemple l'écoulement à travers les barrages, dans les routes, à travers les sites d'enfouissement, la simulation de l'écoulement dans aquifères à nappe libre ou confinée, l'évaluation de la migration de contaminants. Ce logiciel calcule les charges hydrauliques, les gradients hydrauliques, la distribution des pressions interstitielles, les vitesses d'écoulement et les propriétés des matériaux.

3.3. Equation d'écoulement utilise par SEEP/W

La formulation de système d'équation d'écoulement de l'eau utilisée dans le logiciel SEEP/w est basée sur la loi de Darcy et l'équation de conservation dans le milieu saturé et non saturé, en milieu isotrope et anisotrope.

L'équation générale de l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux en deux dimensions utilisée par le logiciel SEEP/W :

$$\text{div}(K \text{grad} h) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots\dots\dots (3.1)$$

il devient dans le plans (x,y) :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_x(u_w) \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y(u_w) \frac{\partial h}{\partial y}) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots\dots\dots (3.2)$$

K_x : Fonction de la conductivité hydraulique dans la direction x

K_y : Fonction de la conductivité hydraulique dans la direction y

Q : débit volumique de recharge ou de pompage

h : charge hydraulique

θ_w : teneur en eau volumique

t : temps

En écoulement radial, L'équation (3.2) devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_r r \frac{\partial h}{\partial r}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_z \frac{\partial h}{\partial z}) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots\dots\dots (3.3)$$

Lorsque l'écoulement se fait en régime permanent le terme de droite devient nul puisque le volume entrant et sortant d'un volume élémentaire est identique :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_r r \frac{\partial h}{\partial r}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_z \frac{\partial h}{\partial z}) + Q = 0 \dots\dots\dots (3.4)$$

En régime transitoire la variation de la teneur en eau dépend du changement de l'état des contraintes dans les propriétés des sols ayant des conditions saturé ou non saturé. les contraintes est décrit par deux variable sont : $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$.

SEEP/w à deux hypothèses de base :

- 1) Aucun chargement ou déchargement extérieur de la masse de sol
- 2) La pression interstitielle égale à la pression atmosphérique pendant tout le processus.

Par conséquent la variation de la teneur en eau dépend seulement $(u_a - u_w)$ et ne dépend pas $(\sigma - u_a)$, puisque ce dernier reste constant. la variation de la teneur en eau dans le temps est en fonction seulement de la pression interstitielle, étant donné que u_a est constant.

Avec :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_w \left(\frac{\partial u_w}{\partial t} \right) \dots \dots \dots (3.5)$$

m_w : la pente de la courbe d'emménagement (θ_w en fonction de u_w)

et comme $u_w = \gamma_w(h-z)$ on trouve $\frac{\partial u_w}{\partial t} = \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t}$

Ce qui donne $\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (3.6)$

L'emménagement spécifique est donné par la formule suivante :

$$S_s = m_w \gamma_w \dots \dots \dots (3.7)$$

On suppose un coefficient d'emménagement spécifique constant pour $u_w > 0$, ce qui donne une valeur de m_w constante, soit une relation linéaire entre θ_w et u_w .

$$(3) \text{ et } (5) \Rightarrow \frac{\partial}{\partial x} (K_x(u_w) \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y(u_w) \frac{\partial h}{\partial y}) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (3.8)$$

En coordonné radiale, cette équation devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K_r r \frac{\partial h}{\partial r}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_z \frac{\partial h}{\partial z}) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (3.9)$$

Le logiciel calcule les charges hydrauliques en tout point du maillage à l'aide de l'équation (3.8), de la courbe de conductivité hydraulique et de la courbe caractéristique de la teneur en eau volumique qui ont préalablement été définies

3.4. Formulation de la solution par éléments finis de l'E.D.P :

La méthode d'élément fini est une méthode d'analyse numérique très puissante pour obtenir les solutions approximatives à une grande variété de problèmes en particulier l'écoulement d'eau souterrain, écoulement diphasique et la dispersion de polluant, etc.

Huyakorn et Pinder (1983), Huebner (1975), Zienkiewicz (1971), Wang et Anderson (1982), et Cooley (1992) fournissent des explications plus complètes de la méthode.

L'Objective de la méthode d'élément fini est de transformer l'équation différentielle partielle à une équation intégrale qui inclut des dérivés de première ordre seulement.

La méthode d'élément fini consiste à discrétiser le domaine D en élément de taille finie et de décomposé la fonction inconnu $h(x, y)$ sur chaque élément sur un ensemble de fonction puis écrit une fonction intégrale. Avec le domaine D s'effectue avec trois types de condition aux limites (figure 3-1) :

- Condition de charge imposée sur la frontière du massif ;
- Condition de flux imposé (flux nul sur une surface imperméable) sur la frontière du massif
- Condition de pression imposée (surface libre ou de suintement) sur la frontière du massif.

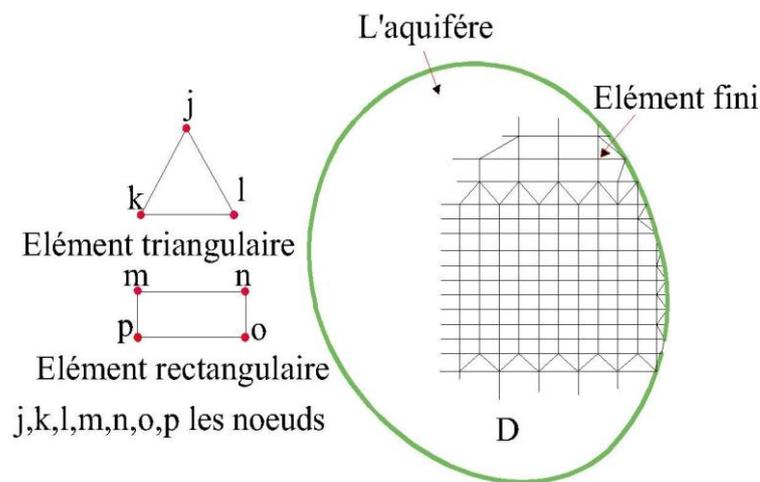


Figure 3-1 : Région de l'aquifère partiellement subdivisée par les éléments finis et l'élément typique

La méthode utilisée dans le SEEP/w pour résoudre l'équation différentielle est la méthode de Galerkin (1915). Cette méthode consiste à choisir la fonction inconnue sous forme de combinaison linéaire de fonction de forme de manière à obtenir un système discret en choisissant comme fonction test.

Pour introduire la méthode générale, considérons l'équation suivante:

$$L\{u(x, y)\} = 0 \quad \forall (x, y) \text{ Dans } D \dots\dots\dots (3.10)$$

Ou L un operateur qui agit sur la fonction inconnue u(x,y,t). Considérons $\hat{u}(x, y, t)$ une approximation de u(x, y, t) constituée d'une combinaison linéaire telle que:

$$u(x, u, t) = \hat{u}(x, y, t) = \sum_{j=1}^M a_j(t) \varphi_j(x, y) \dots\dots\dots (3.11)$$

M est le nombre d'éléments.

Le résidu R(x, y, t) est défini par:

$$R(x, u, t) = L\{\hat{u}(x, y, t)\} \Rightarrow R(x, y, t) = L\left\{\sum_{j=1}^M a_j(t) \varphi_j(x, y)\right\} \dots\dots\dots (3.12)$$

La meilleure solution sera une qui ramène le résidu à une petite valeur à tous les points de D, et le résidu sera nul quand la solution exacte est égale à la solution approché.

Galerkin exige l'intégration de l'équation de l'écoulement avec un facteur de pondération qui s'écrit comme suit :

$$\int_D R W_i dD = 0 \quad \text{Avec } (i=1, 2, 3, \dots, M) \dots\dots\dots (3.13)$$

W_i est la fonction de pondération.

On peut utilise plusieurs type de fonction de pondération. Les méthodes les plus connues sont la collocation par sous-domaines où h fonction peut seulement prendre la valeur 0 ou 1, la collocation par points qui utilise une fonction de Dirac, la méthode des moindres carrés et la méthode de Galerkin. La méthode de Galerkin définit la fonction de pondération comme étant égale à la fonction φ_j

$$\int_D R \varphi_i dD = 0 \quad \text{Avec } (i=1, 2, 3, \dots, M) \dots\dots\dots (3.14)$$

$$\int_D L\left\{\sum_{j=1}^M a_j(t) \varphi_j(x, y)\right\} \varphi_i dD = 0 \dots\dots\dots (3.15)$$

$$L\{h\} = \frac{\partial}{\partial x} (K_x(u_w) \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y(u_w) \frac{\partial h}{\partial y}) + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$h(x, y, t) = \sum_{j=1}^M h_j(t) \varphi_j(x, y) \dots\dots\dots (3.17)$$

Substituant l'équation (3.15) dans l'équation (3.16) on obtient :

$$\int_D \left(\frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial h}{\partial y}) + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t}\right) \varphi_i dD = 0 \dots\dots\dots (3.18)$$

On introduise (3.17) dans l'équation (3.18) on obtient :

$$\int_D \left[\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x \frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j \varphi_j)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y \frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j \varphi_j)}{\partial y} \right] + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial(\sum_{j=1}^M h_j \varphi_j)}{\partial t} \right] \varphi_i dD = 0 \dots\dots\dots (3.19)$$

$$\int_D \left[\sum_{j=1}^M h_j \frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial \varphi_j}{\partial x}) + \sum_{j=1}^M h_j \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial \varphi_j}{\partial y}) + Q - m_w \gamma_w \sum_{j=1}^M \varphi_j \frac{\partial h_j}{\partial t} \right] \varphi_i dD = 0 \dots\dots\dots (3.20)$$

L'équation différentielle à résoudre pourra s'écrire dans sa forme abrégée:

$$[K]\{H\} + [M]\{H\},t = \{Q\} \dots\dots\dots (3.21)$$

Dans l'écoulement en régime permanent, la charge hydraulique n'est pas fonction du temps et $\{H\},t$ devient nul, l'équation d'élément fini devient :

$$[K]\{H\} = \{Q\} \dots\dots\dots (3.22)$$

Avec :

$$[K]: \text{Matrice des éléments caractéristiques ; } [K] = \int_D [B]^T [C][B] dD$$

$$[M]: \text{Matrice de masse ; } [M] = \int_D [N]^T \lambda [N] dD \dots\dots\dots (3.23)$$

$$\{Q\} : \text{Vecteur de débit (pompe ou injecté) ; } [M] = q \int_A [N]^T dA \dots\dots\dots (3.24)$$

Les éléments typiques des matrices $[K]$, $[M]$ et $\{Q\}$ sont:

$$K_{i,j} = \int_D \left[(k_x \frac{\partial \varphi_j}{\partial x} \frac{\partial \varphi_i}{\partial x}) + k_y \frac{\partial \varphi_j}{\partial y} \frac{\partial \varphi_i}{\partial y} \right] dD \dots\dots\dots (3.25)$$

$$m_{i,j} = \int_D m_w \gamma_w \varphi_j \varphi_i dD \dots\dots\dots (3.26)$$

$$q_{i,j} = \int_D Q \varphi_i dD \dots\dots\dots (3.27)$$

Avec :

$\{H\}$: Vecteur (h_1, h_2, \dots, h)

$\{H\},t$: Vecteur dérivé ($\frac{dh_1}{dt}, \frac{dh_2}{dt}, \dots, \frac{dh}{dt}$)

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

$[N]$: Matrice des fonctions de forme

λ : Produit $m_w \gamma_w$ qui représente l'emmagasinement spécifique

q : débit par unité de surface appliqué sur b surface extérieure de l'élément

L'équation s'écrit alors :

$$b \int_V [B]^T [C][B] dV \{H\} + b \int_V \lambda [N]^T [N] dV \{H\}, t = q \int_D [N]^T dA \dots \dots \dots (3.28)$$

Dans le cas 2D. L'épaisseur b est considérée constante à travers tout l'élément Ainsi, l'intégrale de volume devient une intégrale de surface.

$$b \int_A [B]^T [C][B] dA \{H\} + b \int_A \lambda [N]^T [N] dA \{H\}, t = qb \int_D [N]^T dL \dots \dots \dots (3.29)$$

On analyse axisymétrique, l'équivalent de l'épaisseur b de l'élément est la distance radiale R à l'axe de symétrie .cette distance est variable. L'équation d'élément fini devient :

$$\int_A [B]^T [C][B] R dA \{H\} + \int_A \lambda [N]^T [N] R dA \{H\}, t = q \int_D [N]^T R dL \dots \dots \dots (3.30)$$

La solution de l'équation d'écoulement en régime transitoire est fonction de temps qui défini par le terme $\{H\}, t$ de l'équation d'élément fini, l'intégration des temps est effectué par la méthode des déférent fini, l'équation d'élément fini en terme de déférent fini devient :

$$[\omega \Delta t [K] + [M]] \{H_1\} = \Delta t [(1 - \omega) \{Q_0\} + \omega \{Q_1\}] + ([M] - (1 - \omega) \Delta t [K]) \{H_0\} \dots \dots \dots (3.31)$$

Avec :

t: Incrément de temps

ω : Coefficient positif entre 0 et 1.

H_1 : Charge a la fin de l'incrément de temps.

H_0 : Charge au début de l'incrément de temps.

Q_1 : Le débit a la fin de l'incrément de temps

Q_0 : Le débit au début de l'incrément de temps

Dans SEEP/w, la méthode implicite ($\omega = 1$) est utilisée. L'équation (3.31) devient:

$$(\Delta t [K] + [M]) \{H_1\} = \Delta t \{Q_1\} + [M] \{H_0\} \dots \dots \dots (3.32)$$

SEEP/w utilise la méthode de Gauss pour former les éléments de la matrice $[K]$ et la matrice $[M]$; et pour résoudre les équations d'élément fini.

Le logiciel utilise deux types d'élément rectangulaire à 4 nœuds et à 8 nœuds avec nœuds secondaires qui peut avoir 4 ou 9 nœuds d'intégration, et triangulaire à 3 nœuds et à 6 nœuds avec nœuds secondaires on a seulement 1 ou 3 nœuds d'intégration. En effet l'ordre d'intégration est fonction de la forme d'élément et de la présence des nœuds secondaires.

L'équation d'écoulement n'est pas linéaire puisque la conductivité hydraulique et les propriétés d'emmagasinement sont fonction de la charge hydraulique. Dans SEEP/w la norme Euclidienne du vecteur de charge qui consiste à faire une estimation initiale de la conductivité hydraulique qui sert à calculer, dans chaque élément, une moyenne initiale, est définie comme:

$$\|H\| = \left(\sum_{j=1}^n |H_j|^2 \right)^{\frac{1}{2}} + 1 \dots \dots \dots (3.33)$$

Avec :

n = nombre de nœuds

H = charge totale moins l'élévation du nœud j

La solution converge lorsque l'écart entre deux normes successives est inférieur ou égal à la tolérance numérique fixée dans l'analyse.

Lorsque le logiciel a une solution convergente et que toutes les charges nodales sont calculées, les gradients hydrauliques et les vitesses de Darcy sont calculés à chaque point d'intégration dans chaque élément :

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B]\{H\} \dots \dots \dots (3.34)$$

Avec :

i_x : est le gradient en x ,

i_y : est le gradient en y ,

Par ailleurs, les vitesses de Darcy en chaque point sont calculées par:

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \end{Bmatrix} = [K][B]\{H\} \dots \dots \dots (3.35)$$

v_x : vitesse dans la direction des x

v_y : vitesse dans la direction des y

3.5.Conclusion :

La qualité d'un modèle numérique par éléments finis se mesure par les résultats qu'il fournit. Cependant, la précision des résultats dépend de plusieurs paramètres: entre autres, le maillage, le choix des éléments, le calcul à l'ordinateur. En effet, Le choix des éléments implique le choix du degré des fonctions d'interpolation (Chenaf, 1997).

Le logiciel Seep/w est un outil moderne très puissant, très efficace pour la modélisation des écoulements de l'eau dans le sol.

CHAPITRE IV

ANALYSE DE L'ESSAI DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE EN MILIEUX HOMOGENE ISOTROPE ET HOMOGENE ANISOTROPE

4.1. Introduction :

Les méthodes d'interprétations des essais de perméabilité à niveau variable supposent que le sol est homogène, isotrope avec un effet pariétal négligeable. Par contre la formation du sol est hétérogène et anisotrope avec un effet de paroi très souvent important causant ainsi des erreurs non négligeables dans l'interprétation de l'essai.

Pour cela on a simulé l'essai à niveau variable à l'aide du logiciel Seep/w pour différents cas de figures à fin d'établir l'influence de l'anisotropie sur la détermination de la perméabilité.

Ce chapitre se propose d'étudier : le cas homogène isotrope et le cas homogène anisotrope.

4.2. Présentation générale des modèles étudiés :

Nous prendrons pour schémas générale un aquifère à nappe libre homogène ayant pour caractéristiques : une épaisseur $b = 10$ m et à $r = 30$ m le débit total est nul. Le puits d'injection de diamètre $d = 20$ cm pénètre partiellement l'aquifère et est crépiné sur une longueur L et avec une conductivité de saturation $K = 10^{-4}$ m/s.

La figure (4.1) présente un schéma de la situation analyse. La tolérance de calcul utilisé dans le logiciel est 0.001.

Dans cette étude, on fait varier la longueur de la crépine L et on maintient le diamètre D constant. On a choisi 5 modèles de simulation pour 5 valeurs de l'élancement L/D (2.5, 3.75, 5, 6.25 et 7.5). On maintient la conductivité hydraulique constante pour les cinq cas.

Nous avons adopté un maillage non homogène : les éléments du puits d'injection sont très petits à 8 nœuds, chaque élément du puits et la zone d'injection au voisinage du puits à une épaisseur de 8cm puis la densité du maillage de la zone d'injection diminue en s'éloignant du puits pour finir 16 cm d'épaisseur pour chaque élément.

Nous obtenons ainsi un model présenté par 3818 nœuds et 3290 éléments (voire figure (4.2)).

4.2.1. Modélisation du matériau de l'aquifère :

Le matériau formant l'aquifère est décrit par les deux courbes caractéristiques de conductivité hydraulique $K(u)$ et de la teneur en eau volumique $\theta(u)$ dans les zones saturée ($u > 0$) et non saturée ($u < 0$) comme présentées dans les figures (4.3) et (4.4) respectivement.

4.2.2. Modélisation du puits d'injection :

Le puits d'injection est caractérisé par les deux courbes de conductivité hydraulique $K(u)$ et de teneur en eau volumique $\theta(u)$ comme présentées dans les figures (4.5) et (4.6), respectivement.

Pour une résolution numérique optimale, il faut que le puits d'injection prenne toujours une conductivité hydraulique très élevée supérieure à la conductivité hydraulique de l'aquifère ($K_p = (10^3 \text{ à } 10^5)K_{sol}$) . [Chapuis, 2009]

La perméabilité prend une valeur constante dans le cas de saturation, la fonction $K(u)$ figure (4.5) varie linéairement de 12 m/s à 8 m/s quand u varie dans la zone non saturée de 0 à -30 KPa.

Et la teneur en eau volumique prend une valeur constante dans la zone saturée. Pour la zone non saturée, la fonction $\theta(u)$ montrée sur la figure (4.6) varie de 0.99 à 0.01 quand la pression u varie de 0 à -1 KPa.

4.3. En milieu homogène et isotrope

4.3.1. Simulation de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant

L'essai à niveau variable consiste à injecter un mètre d'eau rapidement. Ensuite à mesurer la variation du rabattement de cette charge en fonction du temps.

La simulation sera donc effectuée en axis-symétrie en régime permanent puis en régime transitoire.

La simulation de l'essai de perméabilité à niveau variable est réalisée en trois étapes :

- Définir les conditions initiales dans la première étape de la simulation de l'écoulement en régime permanent dans laquelle la charge hydraulique est constante est l'écoulement est quasi-nul,
- deuxième étape consiste en l'injection rapide de l'eau,

- et la troisième étape est le commencement du rabattement de l'eau pour revenir à l'état initial.

Le deuxième et troisième cas est simulé en régime transitoire.

Etape 1 : analyse de l'essai en régime permanente :

Il s'agit de modéliser l'état initial de l'aquifère où la charge hydraulique reste constante (écoulement est quasi nul).

La modélisation obtenue formera l'état initial au calcul de la phase transitoire. Figure (4.7)

Conditions aux limites :

On impose un débit $Q=0$ sur la base de l'aquifère et à la section où $r = 30\text{m}$.

Et une charge constante dans l'aquifère et dans le puits d'injection :

$$h=10\text{m pour } r= r_p$$

$$h = 10\text{m } \forall r ; \text{ à l'exception du nœud à } r=30\text{m}$$

Etape 2 : Analyse en régime transitoire de l'étape de l'injection :

Représente l'étape de l'injection quasi-instantanée de l'eau. Il s'agit d'optimiser en terme du temps d'injection le plus court pour éviter l'influence de cette charge sur l'écoulement d'eau dans l'aquifère ; et donc avoir un équipotentiel dans le puits d'injection.

Pour l'essai analysé on retiendra un temps d'injection $t = 1.5\text{s}$.

Condition initiale :

Avant l'essai, l'aquifère est une équipotentielle à charge constante $h=10\text{m } \forall r$; à l'exception du nœud représentant le toit de l'aquifère à la section $r =30\text{m}$, et les conditions initiales ont été définies à partir d'une analyse en régime permanent de même modèle.

Figure (4.8)

Conditions aux limites :

Les conditions aux limites dans le régime transitoire sont présentées en fonctions du temps.

Figure (4.9)

- ✚ La fonction 1 représente le temps d'injection d'une charge d'eau $h = 1\text{m}$ dans le puits avec :
 - ◆ $H(r,t) = 10\text{ m}$ à $t = 0\text{s}$ et $r = r_p$;
 - ◆ $h(r,t) = 11\text{ m}$ à $t = 1.5\text{s}$ et $r = r_p$
- ✚ La fonction 2 représente une charge constante dans l'aquifère $h = 10\text{m}$ $\forall(r,t)$ à l'exception du nœud représentant le toit de l'aquifère à la section $r = 30\text{m}$
- ✚ La fonction 3 représente un débit Q nul dans la base de l'aquifère et dans la section à $r = 30\text{ m}$ $\forall t$.

Discretisation du temps

Le temps d'injection est de 1.5s, ce temps est discrétisé en plusieurs incréments. Chaque incrément varie de 0.001 à 0.5s. Figure (4.10)

L'étape 3 : Analyse en régime transitoire : étape du rabattement de la charge injectée à l'état initial

Il s'agit de déterminer la fonction $h(t)$ puis la conductivité hydraulique, pour cela on déterminera la variation du rabattement de la charge injectée en fonction du temps.

Conditions initiales

Les conditions initiales de ce modèle ont été définies à partir de la précédente étape. Le temps initial de cet essai est de 1.5s.

Conditions aux limites

Les fonctions suivantes représentent les conditions aux limites Figure (4.11) :

- ◆ La fonction 1 représente une charge constante dans l'aquifère $h = 10\text{m}$ $r > 0.1\text{m}$ et $\forall t$ à l'exception de nœud représente le toit de l'aquifère à la section $r = 30\text{m}$.

- ◆ La fonction 2 représente un débit $Q=0$ dans la base de l'aquifère et dans la section $r = 30\text{m} \forall t$.

Discrétisation du temps

On suppose que le temps est d'une heure pour que le niveau d'eau revienne à l'état initial.

La discrétisation se fait en plusieurs incréments de temps, la valeur de chaque incrément varie de 0.001 à 520s comme montré sur la Figure (4.12)

Interprétation des résultats

L'essai de perméabilité à charge variable consiste à mesurer la descente ou la remontée d'eau dans le puits (ou forage) d'injection ou d'extraction en fonction du temps, la conductivité hydraulique est donnée par la formule de Hvorslev :

$$Q_{inj} = Q_{sol} = CKH \dots\dots\dots (4.1)$$

Le coefficient de forme est donné par la formule de Hvorslev pour une cavité ellipsoïdale :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln(\frac{L}{D} + \sqrt{(\frac{L}{D})^2 + 1})} \dots\dots\dots (4.2)$$

Pour une cavité cylindrique la formule (4.2) se simplifie :

On tire $(\frac{L}{D})^2$:

$$C = \frac{2\pi L}{Ln(\frac{L}{D} + \sqrt{(\frac{L}{D})^2 (1 + \frac{D^2}{L^2})}}$$

Et comme $D < L$ donc $(\frac{D}{L})^2 \cong 0$

D'où :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln(2\frac{L}{D})} \dots\dots\dots (4.3)$$

Si on assimile le cylindre à une sphère de même surface le coefficient de forme devient :

$$C = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}} \dots\dots\dots (4.4)$$

Pour les cas analysés, le coefficient de forme c est calculé pour les différentes valeurs de L/D par les trois formules (Eqs 4.2, 3 et 4). Le graphe de C en fonction de L/D est présenté dans la figure 4.13. Cette figure montre que les équations (4.2) et (4.3) donnent les mêmes valeurs de coefficient de forme pour $L/D > 2$ et la formule (4.4) donne de bonnes valeurs du coefficient de forme pour $1 < L/D < 8$.

La formule (4.2) donne de bons résultats du coefficient de forme pour des valeurs de $L/D > 0$. Il faut noter que le coefficient de forme peut être calculé en utilisant la formule de Bouwer et Rice avec :

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \dots\dots\dots (4.5)$$

Avec R_0 est le rayon d'influence du puits d'injection,

Bouwer et Rice ont été déterminé la valeur de R_0 expérimentalement par l'analogie électrique pour différentes valeur de r_w , L , H et D , qui leur ont permis d'établir les relations empiriques suivantes :

$$\ln \frac{R_0}{r_w} = \left[\frac{1.1}{\ln(H/r_w)} + \frac{A + B \ln[(D - H)/r_w]}{L/r_w} \right]^{-1} \dots\dots\dots (4.6)$$

Les coefficients A , B et C sont des fonctions de L/r_w , l'élanement de lanterne ou zone d'injection, fournis par la figure 2.9

Les coefficients de forme pour les différentes valeurs de L/D sont résumés sur la figure 4.14

Après l'injection d'un mètre d'eau en mesure la variation de la charge H en fonction du temps.

Le débit injecté (Q_{inj}) est égal au débit de sol (Q_{sol} , loi de Darcy) :

$$Q_{inj} = Q_{sol} = CKH$$

Entre les instants t et t_{i-1} le débit d'injection est :

$$Q_{inj} = S_{inj} \frac{dh}{dt} = S_{inj} \cdot \frac{h_{i-1} - h_i}{t_{i-1} - t_i} \dots\dots\dots (4.7)$$

La charge moyenne est :

$$h_{moy} = \frac{h_{i-1} + h_i}{2} \dots\dots\dots (4.8)$$

On porte sur un graphique pour les différents cas de L/D les valeurs de débit d'injection Q_{inj} en fonction de h_{moy} (figures 4.14 (a.b.c.d.e)), qui donnent des droites de pente CK ,

$$p = \frac{C}{K} \Rightarrow C = \frac{p}{K} \dots\dots\dots (4.9)$$

Les résultats du coefficient de forme calculé par une analyse numérique à charge variable sont résumés sur la figure 4.15. On remarque que le coefficient de forme diminue avec la diminution de la valeur de l'élancement comme on a vu pour le coefficient de forme calculer par la méthode analytique, et on a remarquer que le coefficient de forme calculer par la méthode numérique est supérieur à celui calculer par la formule (4.2) de 17% et inferieur à celui calculer par la formule (4.6) de 16% pour de petites valeurs de L/D . On remarque qu'il est supérieur aux moyennes de 25% et 0,8% par rapport à celui calcul respectivement par la formule de Hvorselev et de Bouwer et Rice pour de grandes valeurs de L/D . Le coefficient de forme calculer par la méthode numérique et la méthode analytique ou par l'analogie électrique ne sont pas les mêmes.

Cette différence est due à l'influence de l'une des limites de la nappe lorsque la cavité se trouve à proximité de surface libre, ou le substratum étanche (Cassan 2005, Lafhaj 2000), et due aux hypothèses de Hvorslev et bouwer et Rice qui négligent le coefficient d'emmagasinement pour résoudre l'équation de Laplace pour une cavité ellipsoïdale.

L'utilisation des formules de Hvorslev et de Bouwer et Rice pour calculer la conductivité hydraulique peuvent donner des erreurs moyennes de 16% pour de petites valeurs de L/D , et de 25% et 0,8% pour de grandes valeurs de L/D .

Le coefficient de forme calculé par la méthode numérique à charge variable peut être donné par l'équation suivante :

$$C = 0.417\left(\frac{L}{D}\right) + 1.242 \dots\dots\dots (4.10)$$

4.4. En milieu homogène et anisotrope

L'anisotropie est définie par la valeur de la conductivité hydraulique dans un des sens vertical ou horizontal et par le rapport d'anisotropie $\alpha = \frac{k_h}{k_v}$.

Pour simuler l'essai de perméabilité à niveau variable en milieu homogène anisotrope, on maintient la conductivité hydraulique en saturation constante pour les différents élancements et on prend le même modèle que l'essai descendant dans le milieu isotrope avec le même maillage.

On suit les mêmes étapes qu'on a faites pour simuler l'essai de perméabilité descendant en milieu homogène isotrope :

(1) condition initiale de l'aquifère simule en régime permanent avec une charge constante dans l'aquifère.

(2) injection de la charge de l'eau dans le puits d'injection dans un temps très court,

3) l'injection est arrêtée, l'eau commence à s'abaisser jusqu'à l'état initial. Les conditions aux frontières de l'aquifère sont les mêmes pour les trois étapes.

La différence réside dans les conditions initiales et les conditions aux frontières dans le puits d'injection. Les sept valeurs du rapport d'anisotropie utilisé ($\alpha = \frac{k_h}{k_v}$) sont : 10, 50, 100, 250, 500; 1000.

Etape 1 : analyse de l'essai en régime permanent :

Pour le régime permanent, la géométrie est détaillée sur la figure (4.7). Le fichier a été modélisé à une frontière à débit Q nul sur la base de l'aquifère et à la section où $r=30m$ et une charge constante dans l'aquifère et dans le puits d'injection $h=10m$ situé à un rayon de $30m$ de l'axe de symétrie, à l'exception du nœud à $r=30m$

Etape 2 : Analyse en régime transitoire de l'étape de l'injection :

Les conditions initiales ont été définies à partir d'une analyse en régime permanent de même modèle. Figure (4.8).

Les conditions aux limites dans le régime transitoire sont représentées en fonction du temps. Figure (4.9) avec la fonction 1 représente le temps d'injection d'une charge d'eau $h=1m$ dans le puits avec la charge égale $10m$, situé à un rayon de $0.1m$ de l'axe de symétrie à $t=0$ est à $t=1,5s$ la charge devient $11m$. La fonction 2 représente une charge constante dans l'aquifère $h=10m \forall (r,t)$ à l'exception du nœud représentant le toit de l'aquifère à la section $r=30m$ et la fonction 3 représente un débit Q nul dans la base de l'aquifère et dans la section à $r=30m \forall t$

La discrétisation du temps est la même, le temps d'injection est $1.5s$, Figure (4.10)

L'étape 3 : Analyse en régime transitoire l'étape du rabattement de la charge injectée à l'état initial :

Il s'agit de déterminer la fonction $h(t)$ puis la conductivité hydraulique, pour cela on déterminera la variation du rabattement de la charge injectée en fonction du temps.

Les conditions initiales de ce modèle ont été définies à partir de l'analyse précédente. Le temps initial pour que l'essai commence est 1.5s.

Le fichier a été modélisé à une frontière à débit Q nul sur la base de l'aquifère et à la section ou $r=30m \forall t$ et une charge constante dans l'aquifère $h=10m$ situé à un rayon de 0,1m jusqu'à 30m de l'axe de symétrie, à l'exception du nœud à $r=30m \forall t$.

La discrétisation du temps est la même. Le temps nécessaire pour que l'eau revienne à l'état initial est de 1h, Figure (4.10).

Interprétation des résultats

On suit les mêmes étapes qu'on a fait dans la partie 4.2.1.5. La figure 4.16 représente la variation du coefficient de forme calculé par la méthode numérique à charge variable en fonction de l'anisotropie pour les différentes valeurs de L/D . On remarque que le coefficient de forme diminue avec l'augmentation de l'anisotropie puis les résultats convergents quand l'anisotropie augmente. La diminution du coefficient de forme en fonction de l'augmentation de l'anisotropie est due à la diminution du débit. Ce dernier diminue malgré l'augmentation du rapport L/D avec l'augmentation de l'anisotropie à cause de la diminution de la perméabilité verticale qui provoque le retardement de l'infiltration dans la cavité d'injection.

La figure 4.17 représente le rapport de C_{anis}/C_{isot} en fonction de Kh/Kv pour les différentes valeurs de L/D .

On remarque la diminution du coefficient de forme avec l'augmentation de l'anisotropie et converge quand la valeur de l'anisotropie est importante.

La figure 4.18 représente le rapport entre deux coefficients de forme de différents élancements qui peut être utilisé (la figure en question) pour déterminer le rapport d'anisotropie.

On conclut que le coefficient de forme varie en fonction de l'anisotropie, donc les formules précédentes ne sont pas applicables pour le cas du milieu anisotrope puisqu'ils peuvent causer des erreurs dans le calcul de la conductivité hydraulique pour cela Hvorslev et Cassan et

Zlotnik(1994) ont effectué des corrections dans les formules dans le milieu anisotrope comme suit :

Dans le milieu transformé l'équation de l'essai accordé de CASSAN (2000) s'écrit:

$$Q'_{inj} = \frac{Q_{inj}}{\alpha} = C' K' H' \dots\dots\dots (4.11)$$

C : est le coefficient de forme de la cavité d'injection du milieu transformé.

$$K'=K_V \text{ et } H'=H$$

Le coefficient de forme de la zone d'injection est fonction de λ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = L' \\ D' = \frac{D}{\sqrt{\alpha}} \\ \lambda' = \frac{L'}{D'} = \frac{L}{D} \sqrt{\alpha} = \lambda \sqrt{\alpha} \end{array} \right. \dots\dots\dots (4.12)$$

La formule du coefficient de forme C' du milieu transformé est fonction de l'élanement

$\lambda \sqrt{\alpha}$; la formule de Hvorslev devient :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(\frac{L}{D} \sqrt{\alpha} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 \alpha + 1}\right)} \dots\dots\dots (4.13)$$

Les valeurs du coefficient de forme pour différentes valeurs de α et de L/D sont représentées dans la figure 4.19.

Zlotnik(1994) a fait des corrections dans la formule de Bouwer et Rice, il remplace le rayon

de puits r_w par la valeur corrigée $r_w^* = \frac{r_w}{\sqrt{\alpha}}$

La formule (4.5) et (4.6) devient :

$$C = \frac{2\pi L}{Ln\left(\frac{R_0}{r_w} \sqrt{\alpha}\right)} \dots\dots\dots (4.14)$$

$$\ln \frac{R_0}{r_w \sqrt{\alpha}} = \left[\frac{1.1}{\ln(H \sqrt{\alpha} / r_w)} + \frac{A + B \ln[(D - H) \sqrt{\alpha} / r_w]}{L \sqrt{\alpha} / r_w} \right]^{-1} \dots\dots (4.15)$$

Les valeurs de coefficient de forme pour différentes valeurs de α et de L/D sont représentées sur la figure 4.20.

On remarque que le coefficient de forme calculé par la méthode numérique à charge variable est supérieur à celui calculé par la méthode analytique de Hvorslev et par l'analogie électrique de Bouwer et Rice aux valeurs moyennes de 34% et 6% respectivement pour une anisotropie égale à 10, cette variation augmente avec l'augmentation de l'anisotropie et atteint une différence moyenne de 87% par rapport à celle calculée par la méthode de Hvorslev, et une moyenne de 19% par rapport à celle calculée par la méthode de Bouwer et Rice pour une anisotropie égale à 1000.

Conclusion :

Les différentes méthodes de calcul du coefficient de forme (c) ne donnent pas les mêmes résultats que pour la modélisation numérique et cela aussi bien pour :

- Le cas homogène isotrope ou les valeurs présentes des différents moyens de l'ordre 17 % pour des valeurs L/D faibles, puis les résultats convergent pour des valeurs L/D grand avec la formule de Bouwer et Rice (voire figure 5.15) mais restent divergentes avec la formule de Hvorslev.
- Pour le cas homogène anisotrope : on remarque la même évolution des valeurs du coefficient de forme que pour le cas homogène isotrope. On remarque aussi que l'anisotropie présente une influence directe sur la valeur du coefficient de forme et donc la perméabilité. La valeur du coefficient de forme converge avec l'augmentation de l'anisotropie.

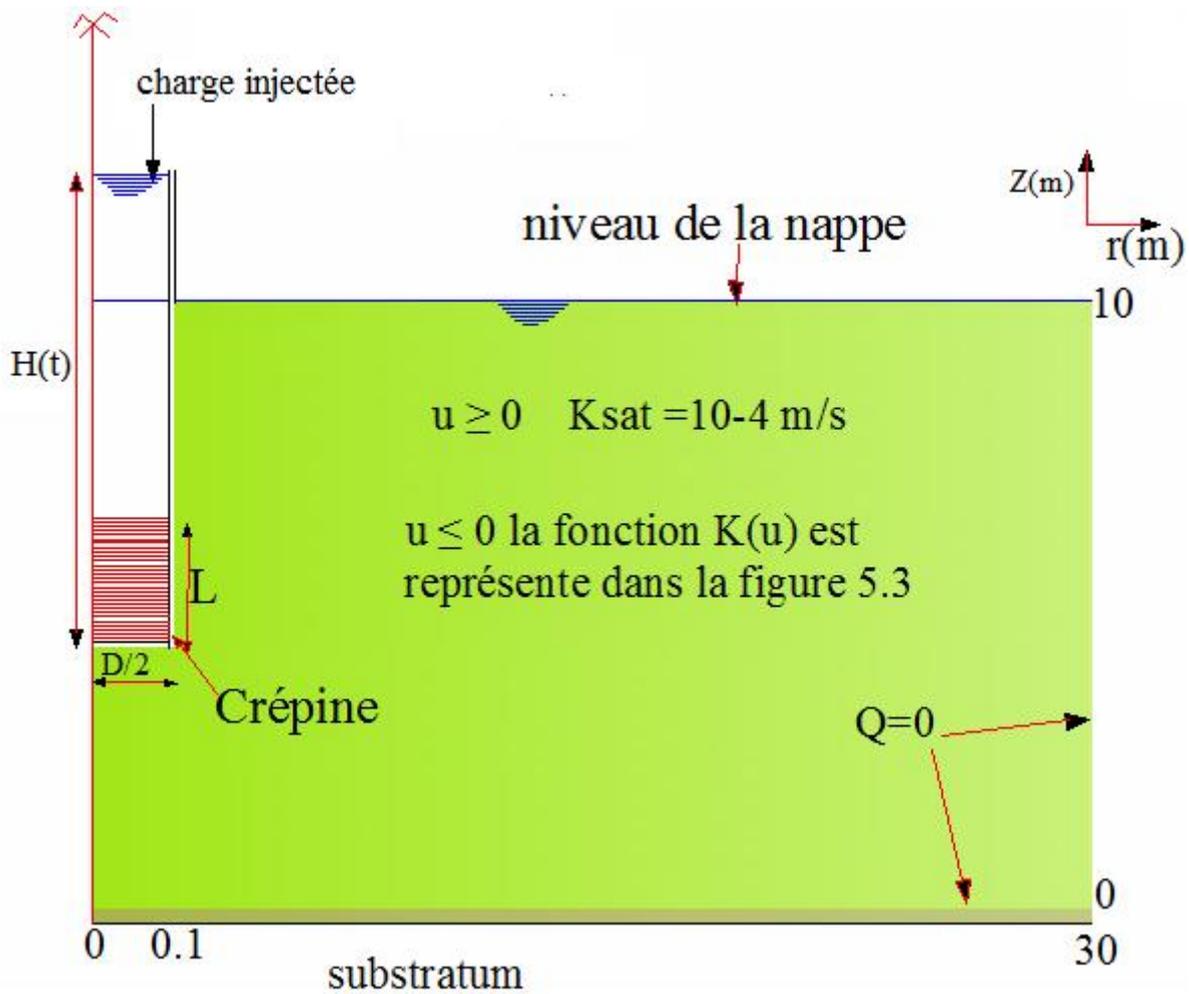


Figure 4- 1 : Schéma de la situation de l'essai de perméabilité à niveau variable

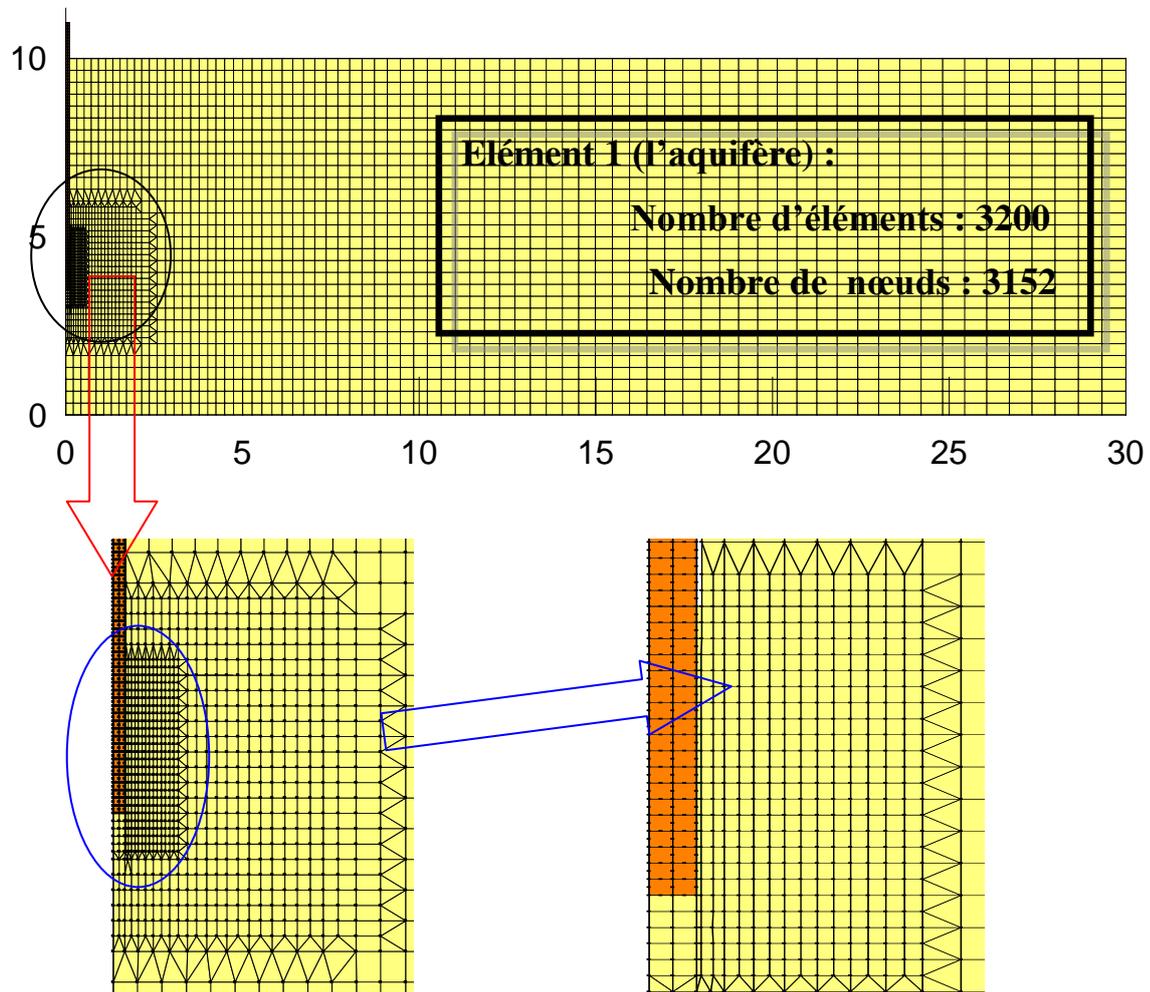


Figure 4- 2: Maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique

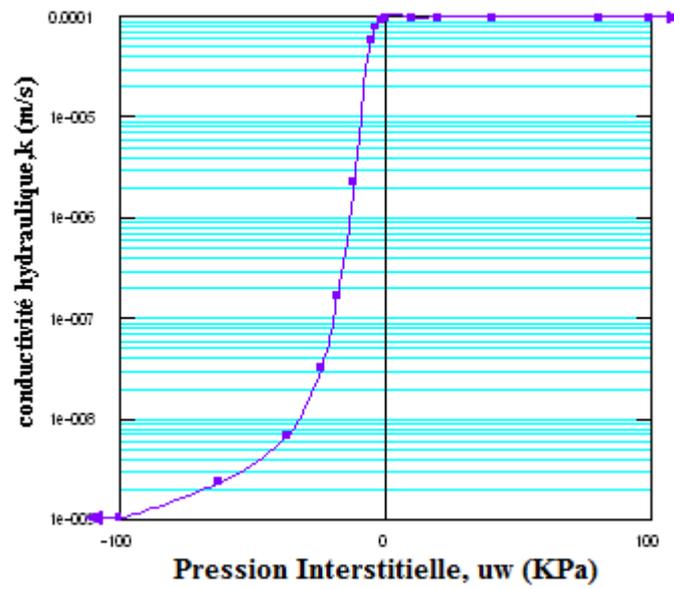


Figure 4- 3: La Conductivité hydraulique du matériau de l'aquifère en fonction de la pression interstitielle

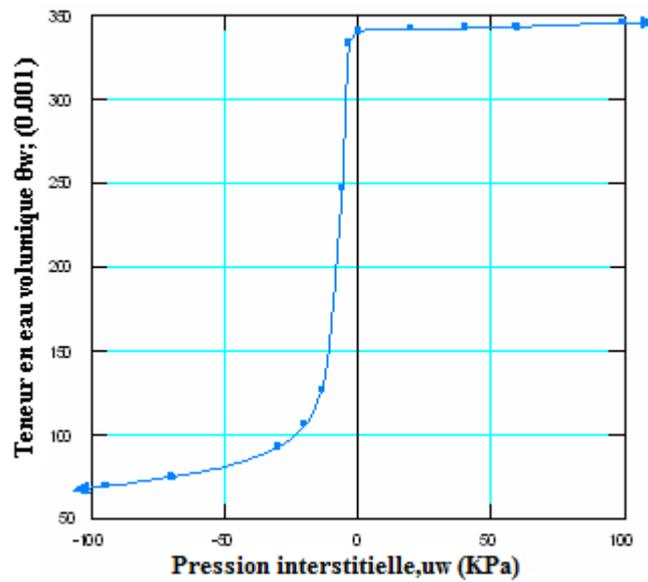


Figure 4- 4: La teneur en eau du puits d'injection en fonction de la pression interstitielle

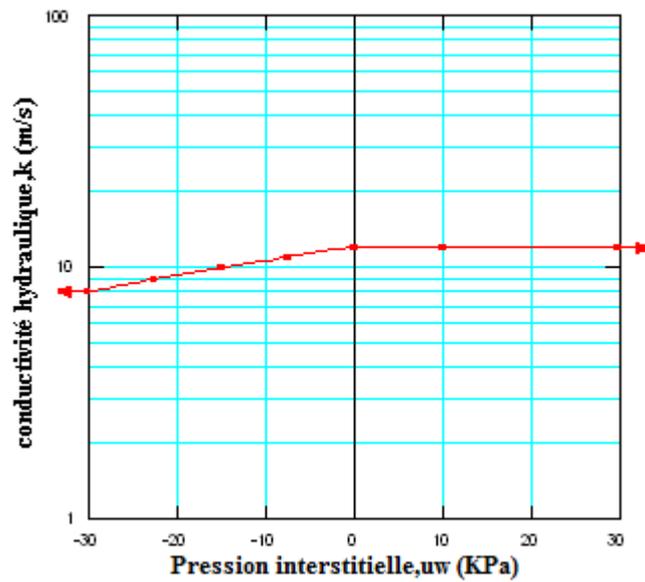


Figure 4- 5: La conductivité hydraulique du puits d'injection en fonction de la pression interstitielle

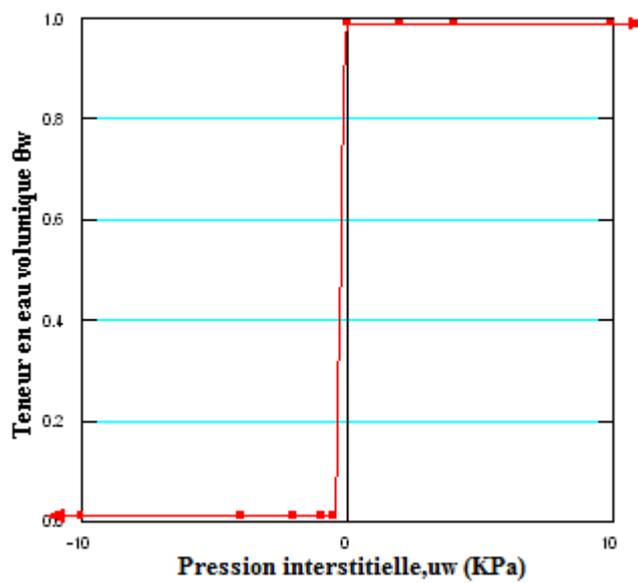


Figure 4- 6 : La teneur en eau du puits d'injection en fonction de la pression interstitiel

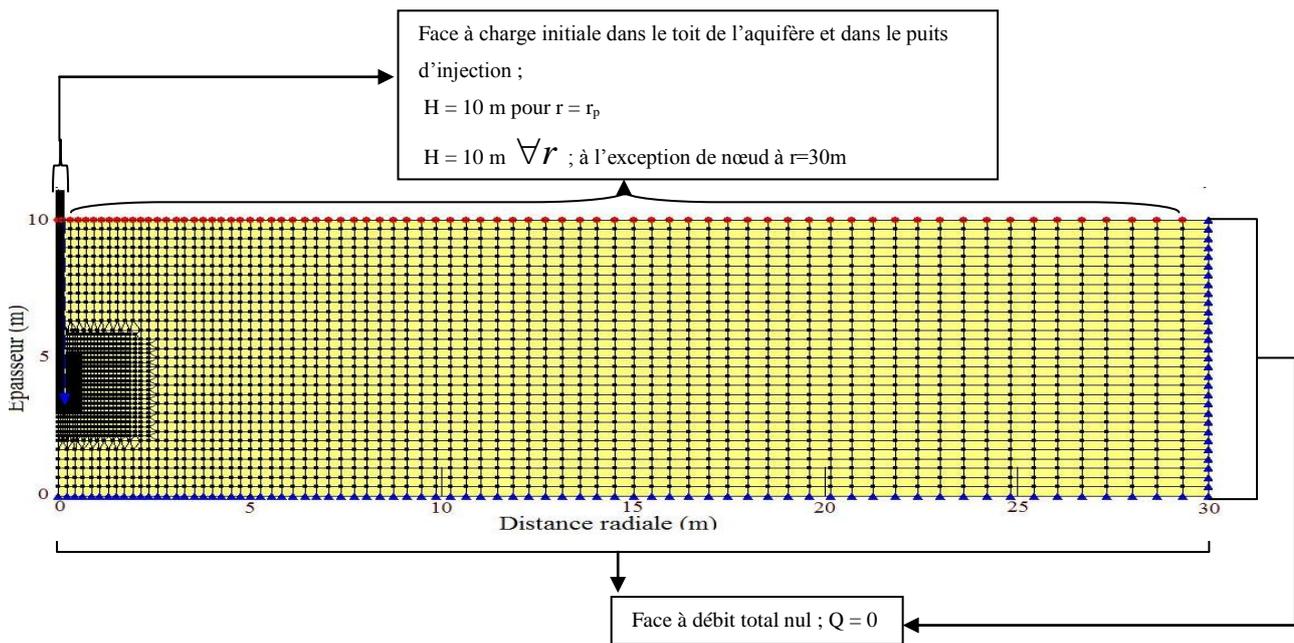


Figure 4- 7: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant et ascendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime permanente de l'état initiale de l'aquifère, maillage d'élément finis est les conditions aux limites

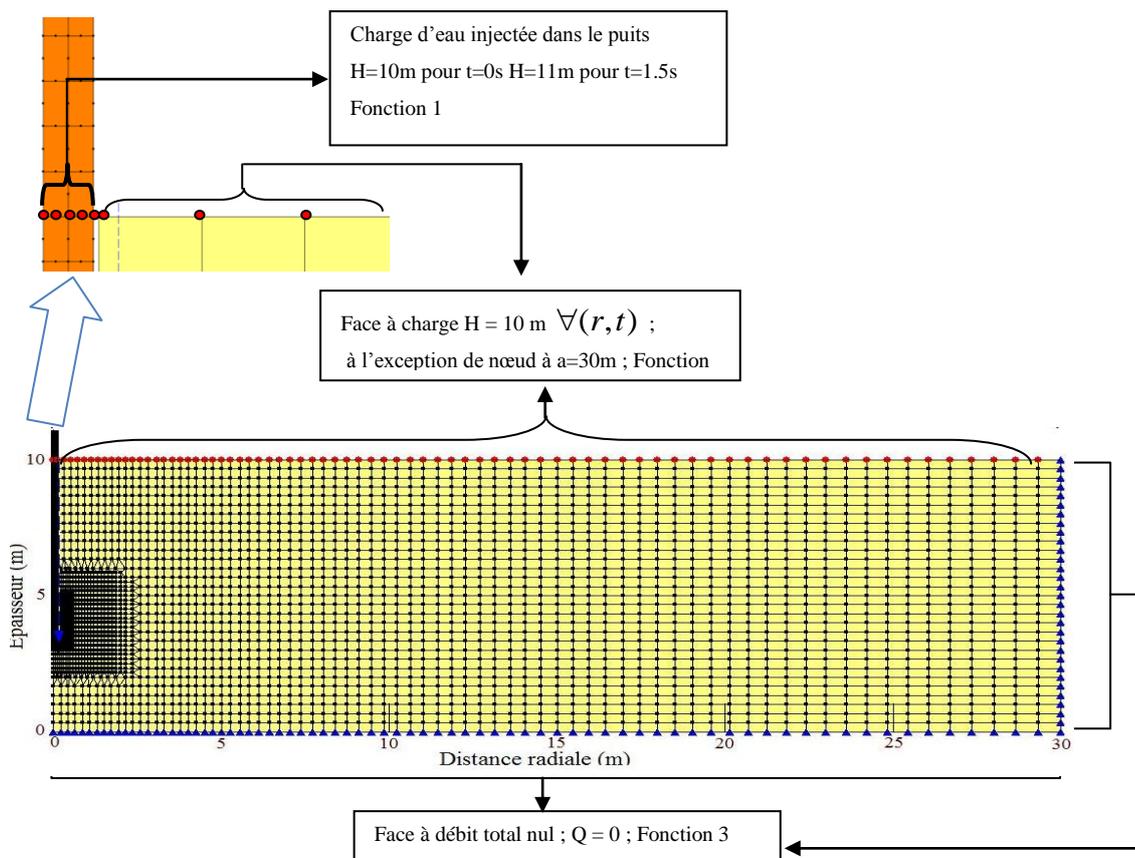


Figure 4- 8: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime transitoire de l'étape d'injection d'une charge d'eau dans le puits d'injection; maillage d'élément finis est les conditions aux limites.

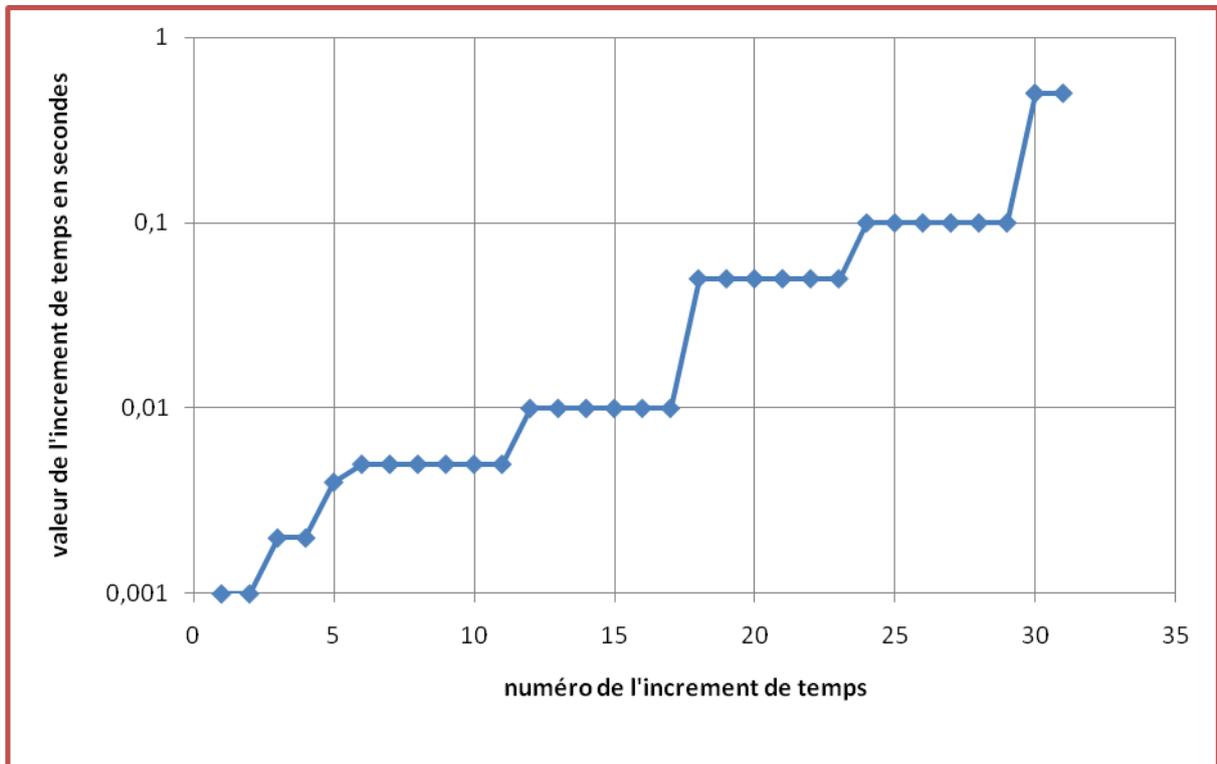


Figure 4- 9: La discrétisation du temps de l'étape de l'injection

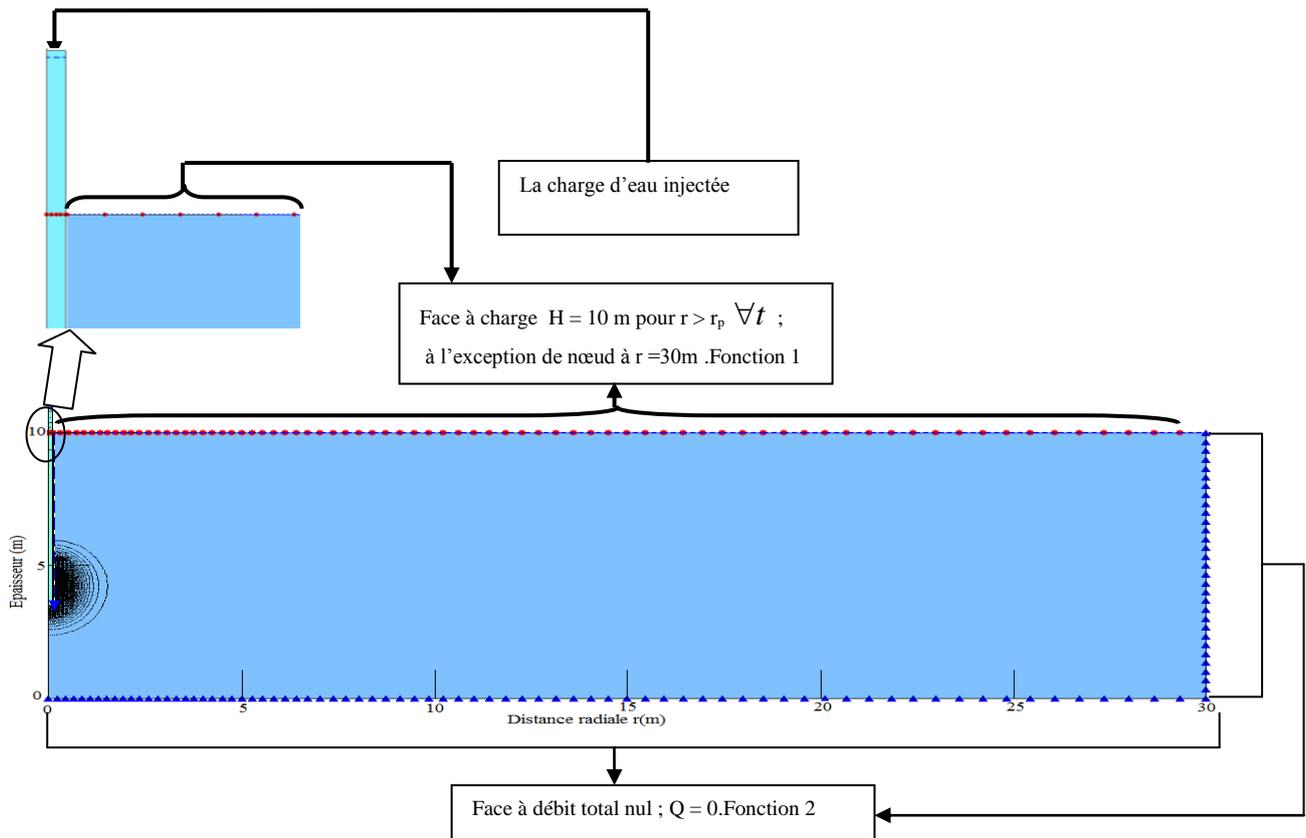


Figure 4- 10: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope en régime transitoire de l'étape de l'injection d'une charge d'eau dans le puits d'injection; distribution des équipotentielle et utilisé les conditions aux limites comme conditions initiales

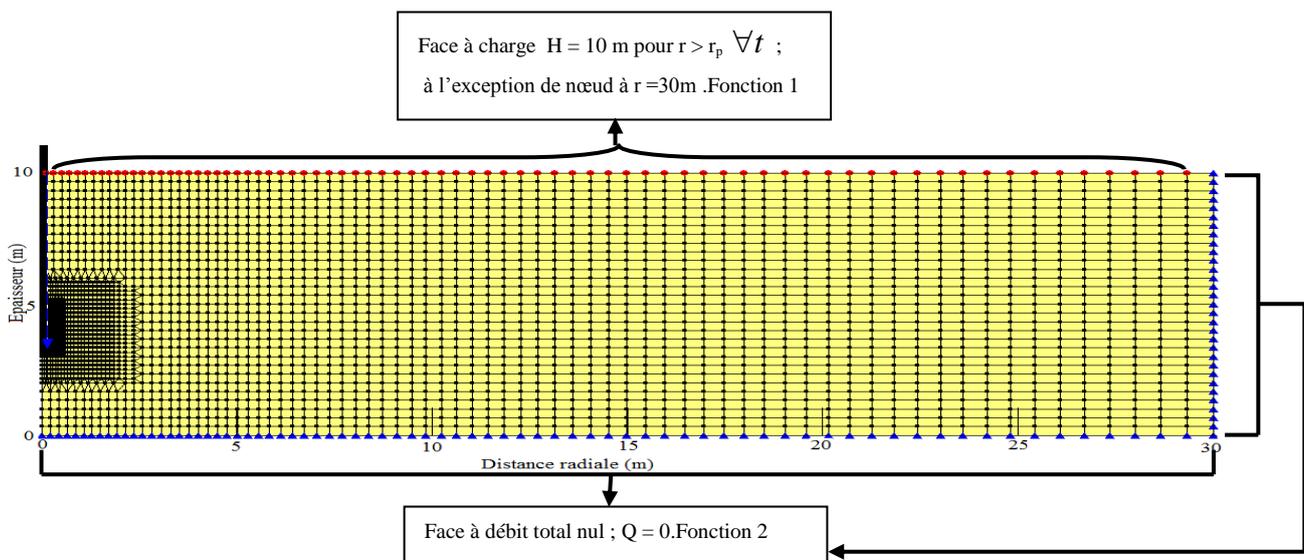


Figure 4- 11: Analyse axisymétrique de l'essai de perméabilité à niveau variable descendant en milieu homogène isotrope et anisotrope en régime transitoire de l'étape de commencement du rabattement de la charge injecté dans le puits d'injection ; maillage d'élément finis et les conditions aux limites

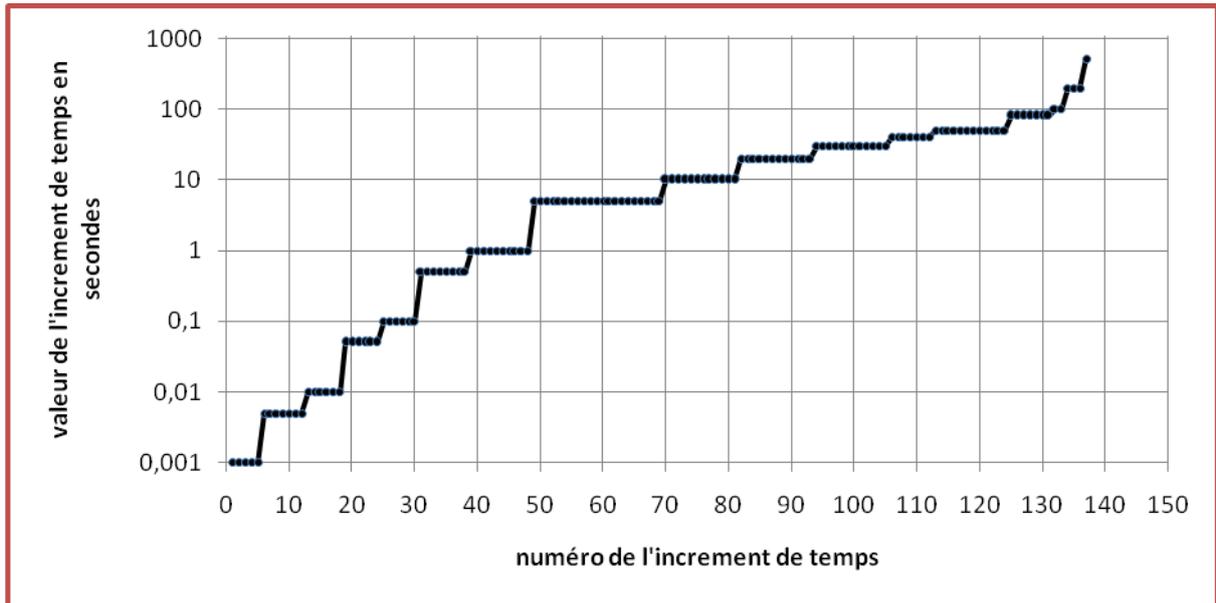


Figure 4- 12: La discrétisation de temps de l'étape du rabattement de la charge injecté et de remonté de la charge prélevé

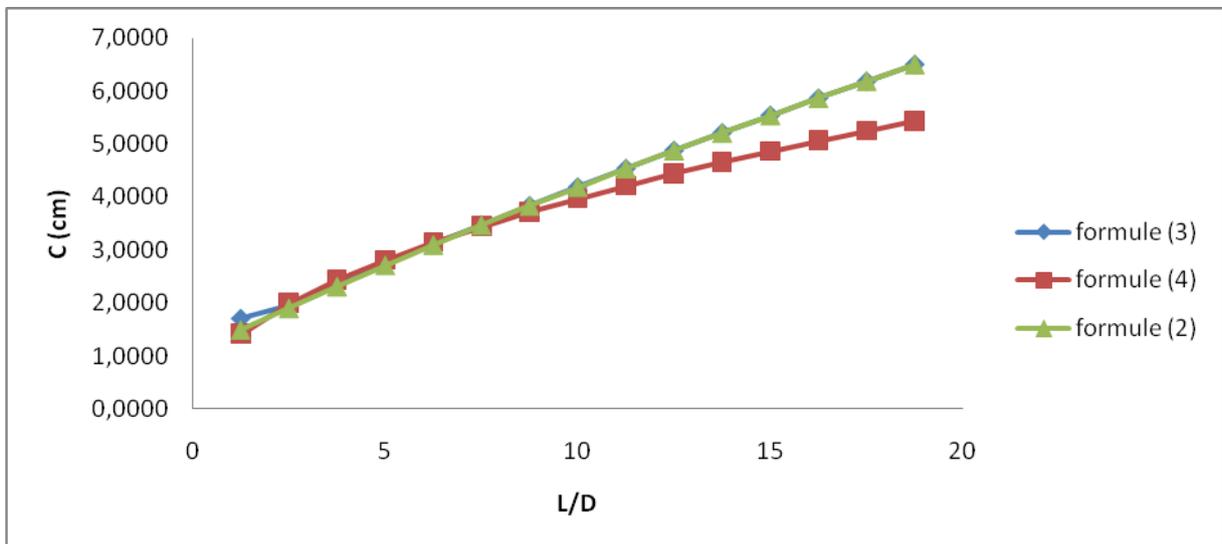


Figure 4- 13: Graphes du coefficient de forme C en fonction du rapport L/D

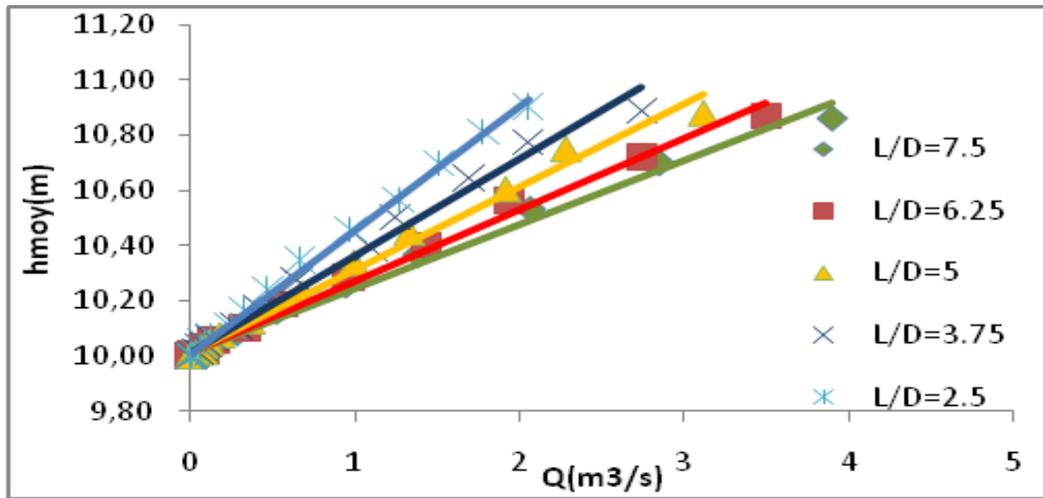


Figure 4- 14: la variation de débit injecté en fonction de la charge moyenne pour les différents élancements

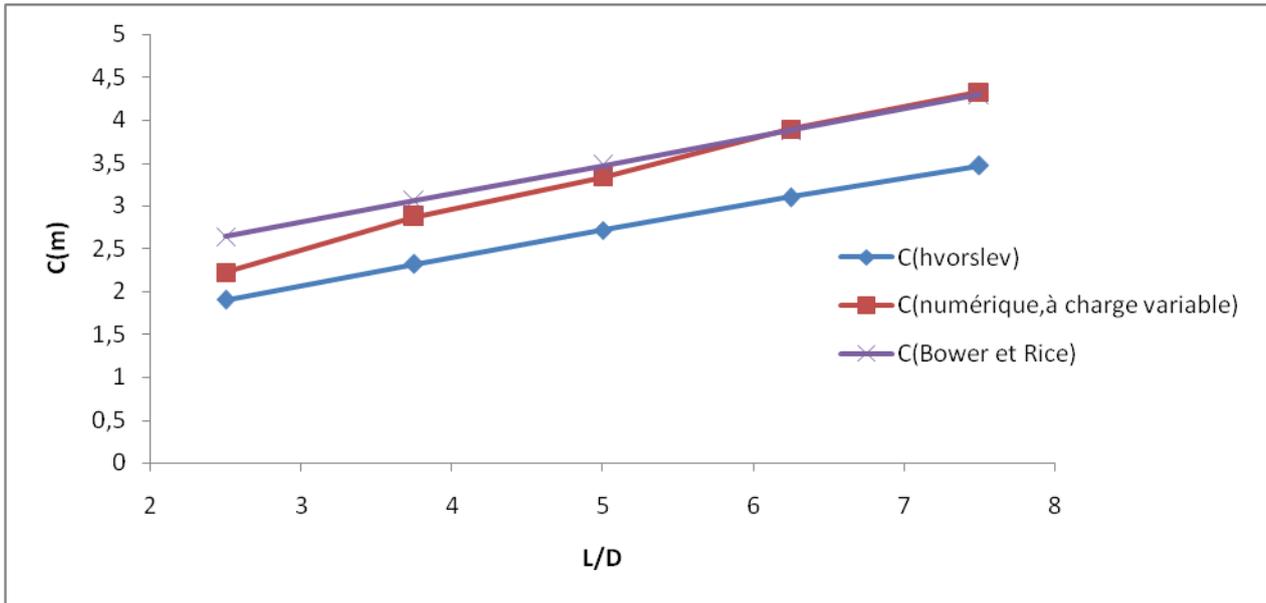


Figure 4- 15: Graphes du coefficient de forme C en fonction du rapport L/D calculés par les trois méthodes (analytique formule de Hvorslev, Bower et Rice et numérique à charge variable)

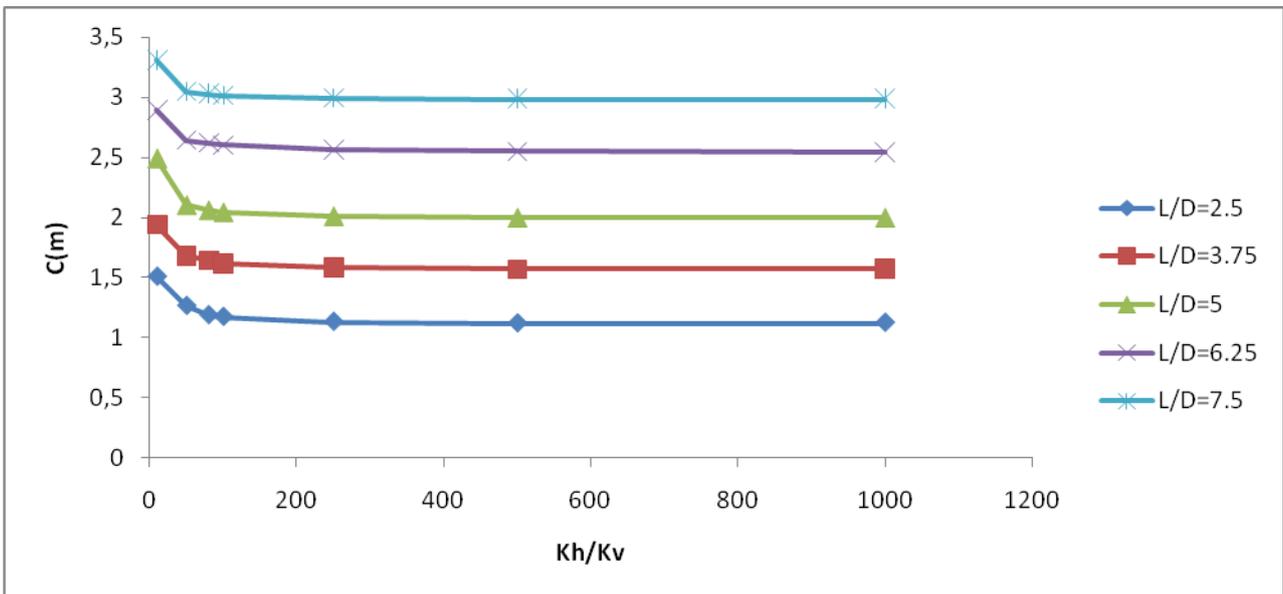


Figure 4- 16: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport α calculés par les méthodes numérique

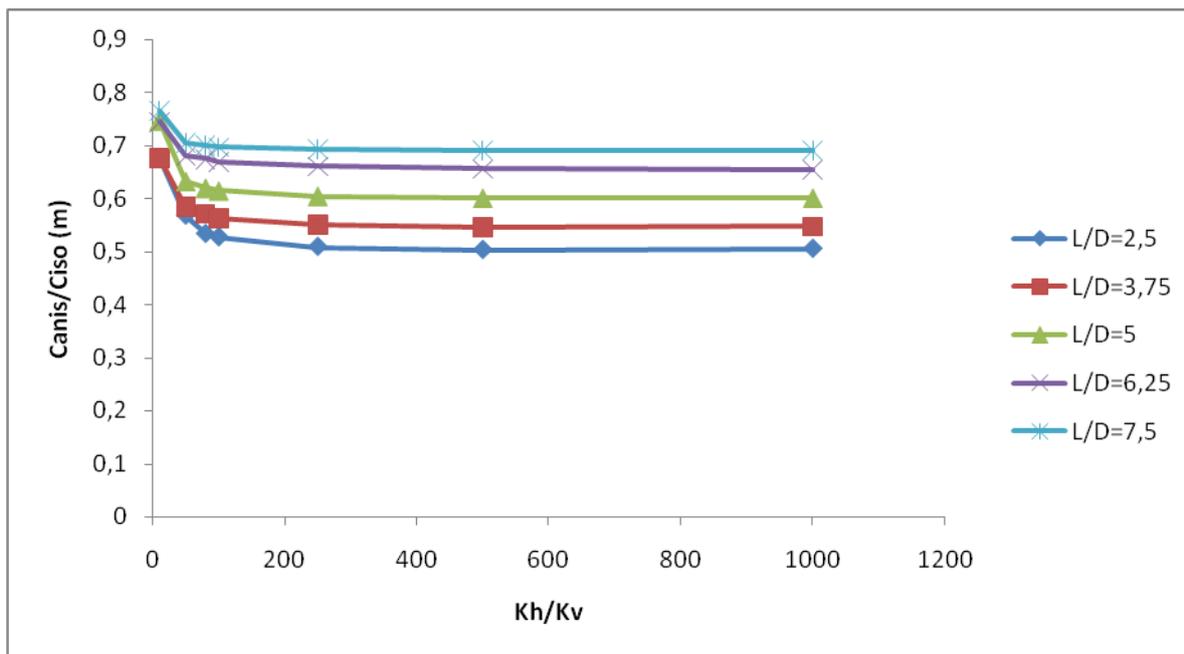


Figure 4- 17: Graphes C_{anis}/C_{iso} en fonction du rapport α calculé par les méthodes numérique

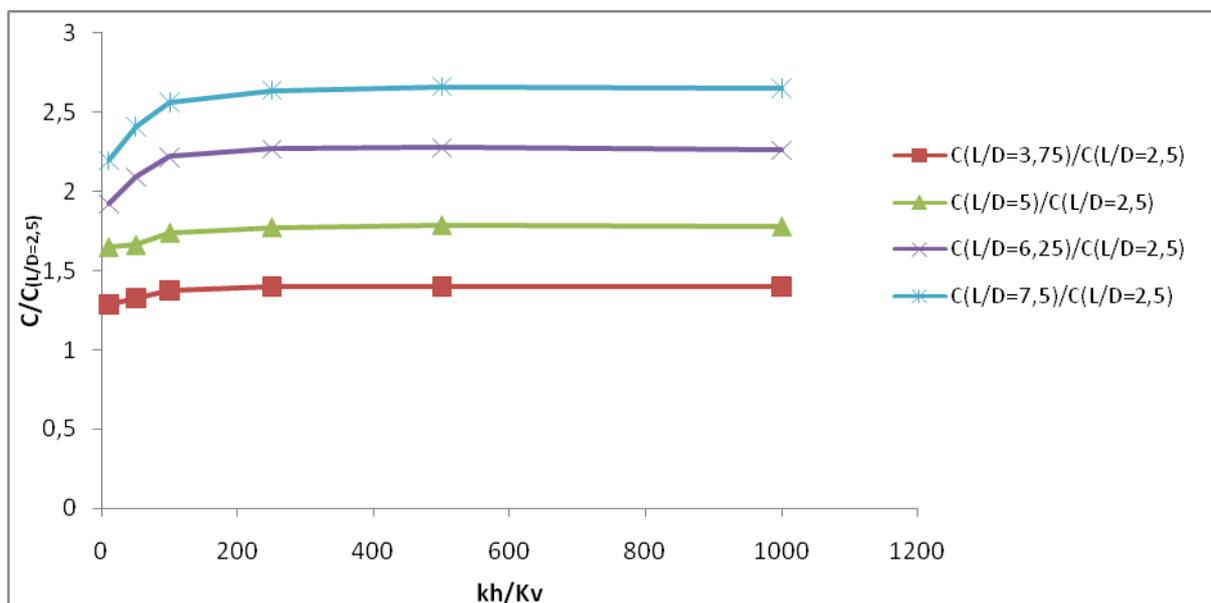


Figure 4- 18: Graphes représente le rapport entre deux coefficient de forme de différents élancement L/D c en fonction du rapport α calculer par les méthodes numériques

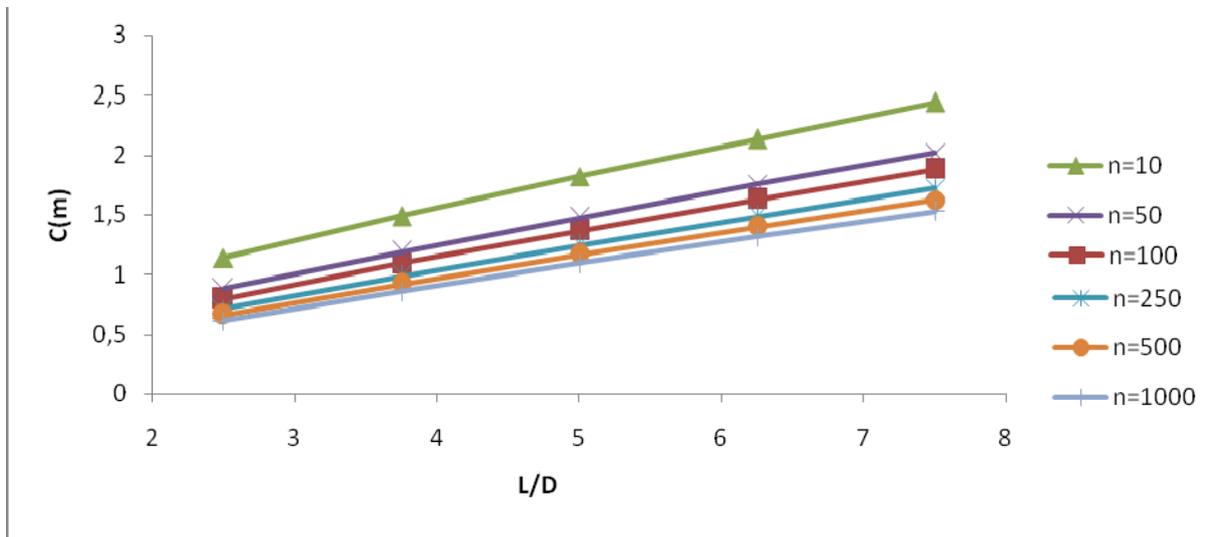


Figure 4- 19: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport L/D et α calculés par les méthodes analytiques de Hvorslev dans le milieu anisotrope

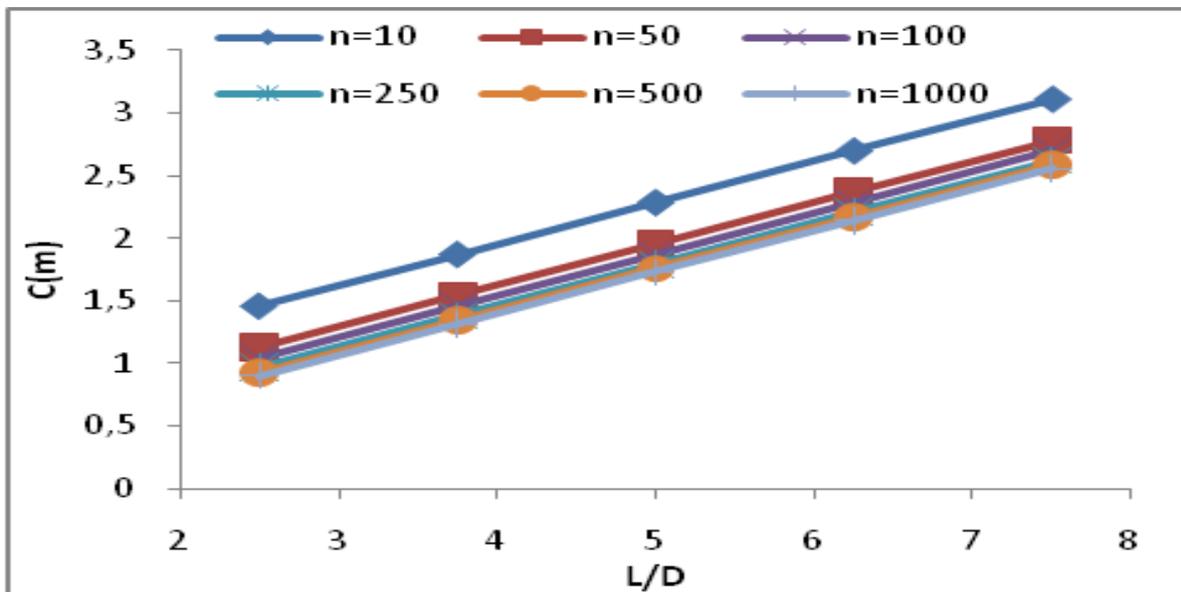


Figure 4- 20: Graphes du coefficient de forme c en fonction du rapport L/D et α calculés par les méthodes analytiques de Bower et Rice dans le milieu anisotrope

CHAPITRE V

ANALYSE DE L'ESSAI DE PERMEABILITE A NIVEAU VARIABLE EN MILIEUX STRATIFIE

5.1.Introduction :

La variabilité spatiale de la conductivité hydraulique influe considérablement sur la détermination du débit de l'écoulement de l'eau souterraine et la quantité de polluants transportée. Un cas particulier représentant cette variabilité ou hétérogénéité est celui de l'état typique des sols formés par une succession de strates de différentes valeurs de la conductivité hydraulique (perméabilité). L'hétérogénéité est souvent non prise en compte dans l'interprétation des essais de perméabilité à niveau variable du fait des erreurs qu'elle occasionne dans le calcul de la perméabilité.

De ce fait, la prise en compte de l'effet de l'hétérogénéité dans le calcul de la perméabilité en place est devenue l'un des principaux domaines de recherche de l'hydrogéologie.

Dans le sol hétérogène stratifié l'élévation à laquelle la crépine est installée est arrêtée sans se préoccuper des impacts que cela peut produire sur le résultat. En effet, la pratique courante ne donne pas de recommandations particulières sur la position d'installation de la zone d'injection quand il s'agit de la mesure de la perméabilité d'une couche d'épaisseur finie au-dessus d'une autre couche de sol de perméabilité différente. Pour un sol formé de deux couches, et dans le cas où l'essai de perméabilité intéresse la couche supérieure, on se propose d'étudier dans ce chapitre l'influence de la position de la zone d'injection par rapport à la couche inférieure sur le diagramme des vitesses utilisé pour le calcul de la perméabilité. Egalement, il sera déterminé la position de la zone d'injection où la couche inférieure n'influera pas sur les données de l'essai de perméabilité. Ainsi, le diagramme de vitesse pour le cas du milieu bicouche analysé sera équivalent au terrain monocouche ou homogène non stratifié. Par là, l'utilisation des méthodes de calculs simplifiées des essais de perméabilité à niveau variable pour le cas du milieu homogène deviendra applicable au milieu stratifié.

Par la suite, nous avons tenté d'établir la position optimale de la crépine afin de calculer la perméabilité équivalente du sol. Pour cela, nous mettons la crépine en chevauchement avec les deux strates et nous étudions dans ce cas l'influence de la longueur de contact de la crépine avec la strate supérieure sur le diagramme des vitesses utilisé pour le calcul de la

perméabilité, nous nous sommes basé sur la comparaison des courbes de vitesse du modèle numérique de l'aquifère stratifié avec celui du modèle équivalent homogène.

5.2. Description des modèles analysés

Une simulation numérique par éléments finis d'un essai de perméabilité à niveau variable dans la couche supérieure d'un aquifère à nappe libre stratifié formé de deux couches est réalisée. La couche supérieure est de conductivité hydraulique K_1 et d'épaisseur b_1 et la couche inférieure est de conductivité hydraulique K_2 et d'épaisseur b_2 . Chacune des deux couches est supposée être homogène et isotrope. La courbe caractéristique de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle de succion est la même pour les deux couches et est identique à celle du modèle homogène isotrope d'épaisseur ($b = b_1 + b_2$) de conductivité $K_{\text{équivalente}}$. Le diamètre D du puits d'injection est de 20 cm. Ce puits pénètre partiellement l'aquifère et est crépiné sur une longueur $L=1.5\text{m}$. La figure (5.1) présente un schéma descriptif du puits d'injection, des caractéristiques géométriques, hydrauliques du modèle.

Le matériau de chacune des deux strates de l'aquifère est décrit par une courbe caractéristique de conductivité hydraulique $K(u)$ et une courbe de teneur en eau volumique $\theta(u)$ dans les zones saturée ($u > 0$) et non saturée ($u < 0$). Six courbes de conductivité hydraulique sont considérées pour la couche inférieure. Chaque courbe correspond à un modèle. Ces courbes sont représentées dans les figures (5.2) et (5.3) et (5.4) respectivement. La grille d'éléments finis de chaque modèle est construite avec le plus grand soin comme déjà décrit dans le chapitre 4

La simulation de chaque essai de perméabilité à niveau variable (descendant) dans le cas du milieu bicouche est la même que celle du milieu homogène. On suivra les étapes ci après présentées. Ces étapes sont :

Etape 1 : Analyse de l'essai en régime permanent

Il s'agit de modéliser l'état initial de l'aquifère où la charge hydraulique reste constante (écoulement est quasi nul). Le modèle a une frontière à débit Q nulle sur la base de l'aquifère et à la section où $r=30\text{m}$ et une charge constante $h=10\text{m}$ dans l'aquifère et dans le puits d'injection à l'exception de nœud à $r=30\text{m}$ (voir chapitre 4)

Étape 2 : Analyse en régime transitoire de l'étape de l'injection :

Représente l'étape de l'injection quasi-instantanée de l'eau. Il s'agit de trouver le plus courts temps d'injection pour éviter l'influence de cette charge sur l'écoulement d'eau dans l'aquifère ; et donc avoir un équipotentiel dans le puits d'injection.

Les conditions initiales ont été définies à partir d'une analyse en régime permanent du même modèle. Les conditions aux limites (conditions aux frontières) dans le régime transitoire sont présentées en fonction du temps avec la **fonction 1** (voir chapitre 4) représentant le temps d'injection d'une charge d'eau $h=1\text{m}$ dans le puits, avec la charge égale à 10m se situant à un rayon de 0.1m de l'axe de symétrie à $t=0$ et à $t=1,5\text{s}$ la charge devient égale à 11m , La fonction (2) (voir chapitre 4) représente une charge constante dans l'aquifère $h=10\text{m} \forall(r,t)$ à l'exception du nœud représentant le toit de l'aquifère à la section $r=30\text{m}$ et la fonction (3) représente un débit Q nulle dans la base de l'aquifère et dans la section à $r=30\text{m}$ quelque soit le temps.

La discrétisation du temps est la même. Le temps d'injection est 1.5 s (voir Figure (4.10)).

L'étape 3 : Analyse en régime transitoire l'étape du rabattement de la charge injectée dans l'étape initiale :

Les conditions initiales de cette étape ont été définies à partir de l'analyse en régime transitoire de l'étape 2.

Le modèle a une frontière à débit Q nulle à la base de l'aquifère et à la section où $r=30\text{m}$ pour tout temps t et une charge constante dans l'aquifère $h=10\text{m}$ situé à un rayon de $0,1\text{m}$ jusqu'à 30m de l'axe de symétrie, à l'exception de nœud à $r=30\text{m} \forall t$

La discrétisation du temps est la même, Le temps nécessaire pour que l'eau revienne à l'état initial est de 1h , Figure (4.12).

Il s'agit de déterminer le diagramme de vitesse défini par la variation de la charge hydraulique en fonction du temps à partir duquel la conductivité hydraulique pourra en être extraite.

5.2.1. Détermination de l'influence de la perméabilité de la strate inférieure

5.2.1.1. Méthodologie

Pour observer l'influence de la perméabilité de la strate inférieure et la de la distance entre le bout de la zone d'injection et le toit de la deuxième strate sur la réponse de la charge injectée plusieurs modèles sont considérés dans lesquels la perméabilité de la strate où la perméabilité est mesurée est fixée à 10^{-4} m/s et la perméabilité de la strate inférieure est changée (figure 5.1). Pour chaque, courbe de conductivité hydraulique, la position du bout de la zone d'injection (distance Z) est changée. Comme l'épaisseur de la couche inférieure est maintenue constante pour chaque modèle considéré, la longueur de pénétration du puits d'injection varie pour chaque cas

Pour les valeurs de conductivités hydrauliques choisies deux cas sont considérés :

- CAS 1 : La perméabilité saturée de la strate supérieure est maintenue constante et est égale à 10^{-4} m/s. La perméabilité saturée de la strate inférieure est plus faible que celle de la strate supérieure par rapport à la strate supérieure (4×10^{-6} , 10^{-5} et 5×10^{-5} m/s). (Voire Tableau 5.1)
- CAS 2 : Dans le deuxième cas la strate inférieure est plus perméable que la strate supérieure. Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée de la strate inférieure sont plus élevées que celle de la couche supérieure. Ces valeurs sont choisies (4×10^{-3} , 10^{-3} et 5×10^{-4} m/s). (Voir Tableau 5.1)

Pour les deux cas, la position de la crépine par rapport à la strate inférieure est variée de 0 à 3 m),

L'épaisseur de la couche inférieure est maintenue constante dans toute les analyses et est égale à $b_2 = 5.0$ m. L'épaisseur de la couche supérieure est par la suite variée de 5.0m à 6.0 m et 7.0m Par conséquent, l'aquifère aura des épaisseurs de 10.0 m, 11.0 m et 12.0 m. Ces analyses nous ont permis d'avoir l'influence de l'épaisseur de la couche testée sur les courbes de vitesse.

5.2.1.2. Interprétation des résultats :

On utilise la méthode des graphiques des vitesses pour calculer la conductivité hydraulique. Le diagramme des vitesses $\frac{dH}{dt}$ en fonction de H_{moy} donne une droite passant par l'origine

de pente p définie par :

$$\frac{dH}{dt} = -KC \frac{H}{S_{inj}} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$p = \frac{S_{inj}}{KC} \Rightarrow K = \frac{S_{inj}}{pC} \dots\dots\dots (5.2)$$

L'influence de la position de la limite de la zone d'injection par rapport à la couche inférieure ainsi que le rapport des valeurs perméabilités saturées des deux strates sur les courbes de vitesse est représentée dans les figures 5-5 à 5-7 et 5-9 pour le premier cas et 5-6 à 5-8 et 5-10 pour le deuxième cas.

A partir du tracé des graphes des courbes de vitesse du premier cas ($K_1 < K_2$) figure (5.5.) (5.7) (5.9) pour les différentes épaisseurs d'aquifère, et les différentes positions de la crépine par rapport à la strate inférieure, on remarque que les courbes de vitesse dépendent de la perméabilité de la strate inférieure. On remarque pour le cas où la crépine est en contact directe avec la deuxième strate la variation de la vitesse par rapport à la hauteur moyen est différent à celle du cas homogène. Cette différence augmente avec l'augmentation du rapport de perméabilité K_1/K_2 (avec un écart entre la pente de diagramme de vitesse de modèle homogène avec celui de modèle stratifié 1-1 59, de 36 avec le modèle 1-2 et de 22 avec le modèle 1.3)

L'influence de la perméabilité de la strate inférieure sur les courbes de vitesse est importante dans le cas où la crépine est en contact direct avec cette strate. La strate la plus perméable peut causer un drainage très rapide relativement à la courbe de vitesse du cas homogène comme présent dans la figure 5-5. L'utilisation du coefficient de forme du cas homogène pour calculer la perméabilité de la strate supérieure peut dans ce cas donner des erreurs importantes (de 80% pour le modèle 1.1).

Cette influence diminue avec l'augmentation de la distance entre la crépine est la deuxième strate. Les courbes de vitesse convergent vers la courbe de vitesse du modèle homogène de la perméabilité de la strate supérieure avec l'augmentation de la distance Z . La superposition parfaite est atteinte à des valeurs de Z supérieures à 2m, quelque soit la valeur du rapport des perméabilités saturées des deux strates et quelque soit l'épaisseur de la couche

supérieure. Un résultat important et intéressant pour la pratique de cette essai est que pour mesurer la perméabilité de la strate supérieure il est possible d'utiliser le coefficient de forme du cas homogène si le bout de zone d'injection est à 2 m au moins de la couche inférieure. . il est donc recommandé, d'installer la zone d'injection telle que le bout soit au moins distant de 2.0 m de la couche inférieure. Dans ce cas les données de l'essai ne seront pas influencées par la couche inférieure et tout se passe comme si le milieu était une couche.

Les courbes de vitesse du 2ème cas ($K_1 > K_2$) sont représentées par les figures (5.6) (5.8) (5.10) pour les différentes épaisseurs d'aquifère et les différentes positions de la crépine avec la strate inférieure. Les résultats obtenus nous mènent à émettre les mêmes remarques présentées dans le premier cas. A l'exception que dans ce cas, lorsque le bout de la zone d'injection (crépine) est en contact direct avec la strate inférieure ($Z=0$), la variation entre les courbes de vitesse n'est pas importante avec le diagramme de vitesses du modèle stratifié 2.1 ($K_1/K_2=20$) est supérieure à celui du modèle homogène de 14% et de 7% pour le modèle 2.3 ($K_1/K_2=2$)

On remarque que la superposition parfaite est atteinte à des valeurs de Z supérieures à 2m, quelque soit la valeur du rapport des perméabilités saturées des deux strates et quelque soit l'épaisseur de la couche supérieure. Dans ce cas les données de l'essai ne seront pas influencées par la couche inférieure et tout se passe comme si le milieu était une couche

5.2.2. La détermination de la l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates :

5.2.2.1. Méthodologie :

Pour observer l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates est le rapport de perméabilité des deux strates sur les données d'essai de perméabilité à niveau variable ; on prend les mêmes modèles du premier cas dans lesquels on a fixé la perméabilité de la strate supérieure égale à 10^{-4} m/s, la perméabilité de la strate inférieure est inférieure à celle de la strate supérieure et prends successivement les valeurs ($5 \cdot 10^{-6}$, 10^{-5} et $5 \cdot 10^{-5}$ m/s) dans la première cas .

Le deuxième cas est similaire au premier cas avec comme seule différence dans ce cas c'est la strate inférieure qui est la plus perméable ($5 \cdot 10^{-3}$, 10^{-3} et $5 \cdot 10^{-4}$ m/s).

Dans ce cas, on fait varier la longueur de contact de la crépine avec les deux strates comme suit :

$$\begin{cases} L_1 = 0 \\ L_1 = \frac{2L}{3} \\ L_1 = \frac{L}{3} \\ L_1 = L \end{cases}$$

Avec L_1 longueur de contact de la crépine avec la strate supérieure ; L longueur de la crépine et est égale à 1.5m (voir figure 5.11)

La question qui se pose dans ce cas est : quelle perméabilité est mesurer, en utilisant les méthodes simplifiées (homogène et isotrope) pour l'interprétation des données, si la crépine se trouve en contact avec les deux strates ? Pour cela on compare les courbes de vitesse de chaque modèle stratifié avec :

- un modèle homogène de même épaisseur et de même perméabilité que la strate supérieure (K1)
- un modèle homogène de même épaisseur et de même perméabilité que la strate inférieure (K2)
- un modèle équivalente homogène de même épaisseur et de perméabilité (KEH)

Le modèle équivalent homogène anisotrope a un coefficient de conductivité hydraulique horizontale K_h équivalente et K_v équivalente défini par l'équation :

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n b_i K_i}{\sum_{i=1}^n b_i} \dots\dots\dots(5.3)$$

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n b_i}{\sum_{i=1}^n \frac{b_i}{K_i}} \dots\dots\dots(5.4)$$

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

$$\alpha = \frac{K_h}{K_v} \dots\dots\dots(5.5)$$

Avec :

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

K_h et K_v conductivités hydrauliques horizontale et verticale, respectivement.

5.2.2.2. Interprétations des résultats

La comparaison des courbes de vitesse du modèle équivalent homogène avec le modèle stratifié et l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates est présentée dans les figure 5.12 ; 5.13 et 5.14 pour le cas ($K_1 > K_2$)

On remarque de la figure 5.12 pour le cas $k_1/k_2=20$ que les courbes de vitesse du modèle homogène équivalent et le modèle 1.1 divergent dans le cas ou la longueur de contact $L_1=L$ avec un écart entre les deux pentes de droite de régression de 163,6. Cet écart diminue avec l'augmentation de la longueur de contact de la crépine avec la strate inférieure (strate la moins perméable) jusqu'à un écart de 46,2 dans le cas ou $L_1=L/3$. Cela signifie que le calcul de la conductivité hydraulique équivalente dans ce cas peut donner des erreurs importantes si on utilisait les méthodes simplifiées (homogène isotrope)

La pente de la droite de régression de la courbe de vitesse du modèle 1.1 devient supérieure à celle du modèle équivalent homogène dans le cas ou $L_1=0$; donc l'écart entre les deux pentes devient négatif. Ce qui signifie que les deux courbes peuvent se superposer (avoir un écart nul) si la longueur de contact de la crépine avec la strate la moins perméable est important par rapport à la strate supérieure.

Pour déterminer la perméabilité équivalente du modèle 1.1, il faut mettre la longueur de contact de la crépine avec la strate la moins perméable L_2 très proche de L ($2L/3 < L_2 < L$).

La figure (5.13) présente la comparaison de la courbe de vitesse du modèle 1.2 avec celui du modèle équivalent homogène anisotrope pour les différentes longueurs de contact de la crépine avec la strate supérieur du cas $k_1/k_2=10$; les mêmes remarques sont observées dans ce cas.

Pour déterminer la perméabilité équivalente du modèle 1.2, il faut mettre la longueur de contact de la crépine avec la strate la moins perméable L_2 très proche de L ($2L/3 < L_2 < L$).

La figure (5.14) représente la comparaison de la courbe de vitesse du modèle 1.3 avec celui du modèle équivalent homogène anisotrope pour les différentes longueurs de contact de la

crépine avec la strate supérieure du cas $K_1/K_2=2$; les mêmes remarques sont observées dans ce cas sauf que l'écart entre les deux courbes n'est pas important comme dans les deux premiers cas.

L'écart entre les deux pentes de régression devient négative dans le cas où $L_1=L/3$ ce qui signifie que les deux droites se superposent dans le cas où la longueur de contact avec la strate supérieure est très proche de $L/3$.

Pour déterminer la perméabilité équivalente du modèle 1.2, il faut mettre la longueur de contact de la crépine avec la strate la moins perméable L_1 très proche de $L/3$ ($L/3 < L_1 < 2L/3$).

La comparaison des courbes de vitesse du modèle équivalent homogène avec le modèle stratifié et l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sont présentées dans les figures 5.15, 5.16 ; 5.17 pour le cas ($K_1 < K_2$)

On remarque dans la figure (5.15) pour le cas $K_1/K_2=0.02$ que la pente de la droite de régression de la courbe de vitesse du modèle stratifié est supérieure à celle du modèle équivalent homogène anisotrope dans le cas $L_1=L$ donc l'écart entre les deux pentes est négatif. Pour le cas $L_1=2L/3$ l'écart entre la pente des deux droites devient supérieur à 0 ce qui signifie que la conductivité hydraulique calculée est proche de la conductivité hydraulique équivalente pour $L < L_1 < 2L/3$. Donc le calcul de la conductivité hydraulique est faussé dans le cas où $L_1=L$ et $L_1 > 2L/3$ si on utilise la méthode simplifiée pour le calcul.

La figure (5.16) présente la comparaison de la courbe de vitesse du modèle 1.2 avec celle du modèle équivalent homogène anisotrope pour les différentes longueurs de contact de la crépine avec la strate supérieure du cas $K_1/K_2=0.1$. Les mêmes remarques restent valables sauf que dans le cas où l'écart entre la pente des deux droites devient supérieur à 0 dans le cas où $L_1=L/3$ ce qui signifie que l'écart devient nul si $2L/3 < L_1 < L/3$ (les deux courbes de vitesse peuvent se superposer). Donc on peut calculer la conductivité hydraulique équivalente du modèle stratifié en utilisant les méthodes simplifiées (homogènes isotropes).

La conductivité hydraulique est erronée si on utilise les méthodes simplifiées pour le calcul dans le cas où $L < L_1 < 2L/3$ et $L/3 < L_1 < 0$.

La figure (5.17) représente la comparaison de la courbe de vitesse du modèle 1.3 avec celui du modèle équivalent homogène anisotrope pour les différentes longueurs de contact de la crépine avec la strate supérieure du cas $K_1/K_2=0.2$. Les mêmes remarques sont observées.

Dans ce cas l'écart entre la pente des deux droites devient égale à 0 pour $L_1=L/3$ ce qui signifie que dans ce cas $L_1 = L/3$ la conductivité hydraulique est égale à la conductivité hydraulique équivalente du modèle stratifié (homogène isotrope).

Les figures (5.18 ;5.19) représente la comparaison de la courbe de vitesse du modèle stratifié avec celui du modèle homogène isotrope de même perméabilité que celui de la strate supérieure pour les différentes longueurs de contact de la crépine avec la strate supérieure du cas 1 ($K_1>K_2$) et cas 2 ($K_1<K_2$) respectivement.

On remarque que les courbes de vitesse du modèle stratifié est supérieur à celui du modèle homogène dans le cas 1($K_1>K_2$) est inférieur à celui du cas homogène dans le cas 2 ($K_1<K_2$) quelque soit le rapport de perméabilité et la longueur de contact de la crépine avec les deux strates.

La perméabilité de la strate supérieure est sous estimée si on utilise les méthodes simplifiées pour le calcul dans le cas où la crépine est en contact avec les deux strates.

Les figures (5.20 à 5.25) représentent la comparaison de la courbe de vitesse du modèle stratifié avec celui du modèle équivalent homogène isotrope de même perméabilité que celui de la strate inférieure pour les différentes longueurs de contact de la crépine avec la strate supérieure du cas 1 ($K_1>K_2$) et cas 2 ($K_1<K_2$) respectivement.

Les mêmes remarques de la comparaison avec la strate supérieure sont observées dans ce cas ; donc la détermination de la perméabilité de la strate inférieure est sous estimée si on utilise les méthodes simplifiées pour la calculer dans le cas où la crépine est en contact avec les deux strates.

Influence de l'épaisseur de l'aquifères

La figure (5.26) représente l'écart entre la pente de la courbe de vitesse du modèle équivalent homogène (PEH) et la pente de la courbe de vitesse du modèle stratifié (PEST) du 1^{er} cas $K_1>K_2$ en fonction de la longueur de contact de la crépine avec la strate supérieure L_1 pour les différentes épaisseurs de l'aquifères. On remarque que l'épaisseur des aquifères a une influence directe sur la superposition des courbes de vitesse entre le modèle stratifié et le modèle équivalent homogène. On peut déterminer la conductivité hydraulique équivalente homogène si la crépine est placée en chevauchement entre les deux strates quelque soit

l'épaisseur de l'aquifères, mais la longueur de contacte est variable avec en proportion de l'épaisseur de l'aquifères.

La figure (5.27) représente l'écart entre la pente de la courbe de vitesse du modèle équivalent homogène est la pente de la courbe de vitesse du modèle stratifié du 2eme cas ($K_1 < K_2$) en fonction de la longueur de contacte de la crépine avec la strate supérieure L1. Les mêmes remarque sont observées dans ce cas sauf que la longueur de contacte de la crépine avec la strate supérieure est presque la mêmes pour les différentes épaisseurs d'aquifère et est variable en fonction du rapport de perméabilité entre les deux strates.

Tableau 5- 1: Les caractéristiques géométriques et hydraulique des modèles étudiés

Cas		b=10m		b=11m		b=12m		Ki (m/s)
		bi (m)	b1-zi	bi (m)	b1-zi	bi (m)	b1-zi	
1	Modele1.1							
	strate supérieure	5	5	6	6	7	7	10E-4
			4,5		5,5		6,5	
			4		5		6	
			3,5		4,5		5,5	
			3		4		5	
			2,5		3,5		4,5	
			2		3		4	
	Strate inférieure	5	5	5	5.10E-3			
	Modele1.2							
	strate supérieure	5	5	6	6	7	7	10E-4
			4,5		5,5		6,5	
			4		5		6	
			3,5		4,5		5,5	
3			4		5			
2,5			3,5		4,5			
2			3		4			
Strate inférieure	5	5	5	10E-3				
Modele1.3								
strate supérieure	5	6	6	6	7	7	10E-4	
		5,5		5,5		6,5		
		5		5		6		
		4,5		4,5		5,5		
		4		4		5		
		3,5		3,5		4,5		
		3		3		4		
Strate inférieure	5	5	5	5.10E-4				
Cas2	Modele2.1							
	strate supérieure	5	5	6	6	7	7	10E-4
			4,5		5,5		6,5	
			4		5		6	
			3,5		4,5		5,5	
	3	4	5					

		2.5		3.5		4.5	
		2		3		4	
Strate inférieure	5	5	5	5	5	5	5.10E-5
Modele2.2							
strate supérieure	5	5	6	6	7	7	10E-4
		4,5		5,5		6,5	
		4		5		6	
		3.5		4.5		5.5	
		3		4		5	
		2.5		3.5		4.5	
		2		3		4	
Strate inférieure	5	5	5	5	5	5	10E-5
Modele2.3							
strate supérieure	5	5	6	6	7	7	10E-4
		4,5		5,5		6,5	
		4		5		6	
		3.5		4.5		5.5	
		3		4		5	
		2.5		3.5		4.5	
		2		3		4	
Strate inférieure	5	5	5	5	5	5	5.10E-6

Tableau 5- 2: Les caractéristiques géométriques et hydrauliques des modèles étudiés pour les différentes épaisseurs d'aquifère

		B	K(m/s)	$K_{\text{héquivalente}}$ (m/s)	K_v équivalente (m/s)	α	
CAS1 b=10m	Modèle 1.1	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	3,35.10-5	6,69.10-6	4.79
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-6			
	Modèle 1.2	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	3,7.10-5	1,37.10-5	2.7
		STRATE INFERIEURE	7	10-5			
	Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	6,5.10-5	5,88.10-5	1.1
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-5			
CAS2 b=10m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	3,53.10-3	3.185.10-4	11
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-3			
	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	7,3.10-4	2,7.10-4	2.7
		STRATE INFERIEURE	7	10-3			
	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	3	10-4	3,8.10-4	2,27.10-4	1.67
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-4			
CAS1 b=11m	Modèle 1.1	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	4,35.10-5	6,94.10-6	6.26
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-6			
	Modèle 1.2	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	4,7.10-5	1,35.10-5	3.48
		STRATE INFERIEURE	7	10-5			
	Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	7,5.10-5	5,56.10-5	1.35
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-5			
CAS2 b=11m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	3,54.10-3	2,42.10-4	14.66
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-3			
	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	7,4.10-4	2,13.10-4	3.5
		STRATE INFERIEURE	7	10-3			

	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	4	10-4	3,9.10-4	1,85.10-4	2.1																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-4				CAS1 b=12m	Modèle 1.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	5,35.10-5	6,9.10-6	7.76	STRATE INFERIEURE	7	5.10-6	Modèle 1.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	5,7.10-5	1,33.10-5	4.27	STRATE INFERIEURE	7	10-5	Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	8.5.10-5	5,26.10-5	1.62	STRATE INFERIEURE	7	5.10-5	CAS2 b=12m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	3,53.10-3	1,95.10-4	18,25	STRATE INFERIEURE	7	5.10-3	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96	STRATE INFERIEURE	7	10-3	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4
CAS1 b=12m	Modèle 1.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	5,35.10-5	6,9.10-6	7.76																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-6					Modèle 1.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	5,7.10-5	1,33.10-5	4.27	STRATE INFERIEURE	7	10-5	Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	8.5.10-5	5,26.10-5	1.62	STRATE INFERIEURE	7	5.10-5	CAS2 b=12m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	3,53.10-3	1,95.10-4	18,25	STRATE INFERIEURE	7		5.10-3	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96	STRATE INFERIEURE	7	10-3	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56	STRATE INFERIEURE	7	5.10-4				
	Modèle 1.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	5,7.10-5	1,33.10-5	4.27																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	10-5					Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	8.5.10-5	5,26.10-5	1.62	STRATE INFERIEURE	7	5.10-5	CAS2 b=12m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	3,53.10-3	1,95.10-4	18,25	STRATE INFERIEURE	7		5.10-3	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96	STRATE INFERIEURE		7	10-3	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56	STRATE INFERIEURE	7	5.10-4													
	Modèle 1.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	8.5.10-5	5,26.10-5	1.62																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-5				CAS2 b=12m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	3,53.10-3	1,95.10-4	18,25	STRATE INFERIEURE	7	5.10-3		Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96	STRATE INFERIEURE	7		10-3	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56	STRATE INFERIEURE	7	5.10-4																								
CAS2 b=12m	Modèle 2.1	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	3,53.10-3	1,95.10-4	18,25																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-3					Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96	STRATE INFERIEURE	7	10-3		Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56	STRATE INFERIEURE	7	5.10-4																																			
	Modèle 2.2	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	7,5.10-4	1,887.10-4	3.96																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	10-3					Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56	STRATE INFERIEURE	7	5.10-4																																														
	Modèle 2.3	STRATE SUPERIEURE	5	10-4	4.10-4	1,56.10-4	2.56																																																									
		STRATE INFERIEURE	7	5.10-4																																																												

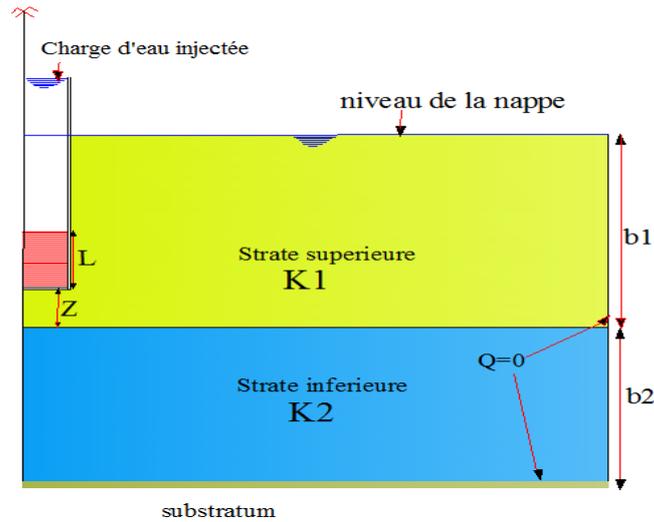


Figure 5- 1: Schéma représentatif du modèle stratifié bicouche. Mesure de la conductivité hydraulique de la couche supérieure

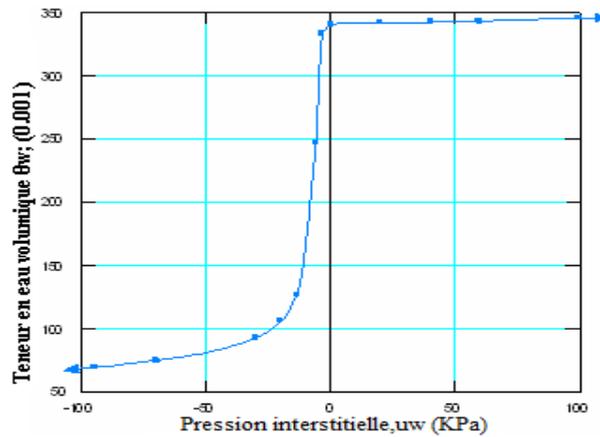


Figure 5- 2: La teneur en eau volumique des matériaux formant les éléments de l'aquifère en fonction de la pression interstitielle

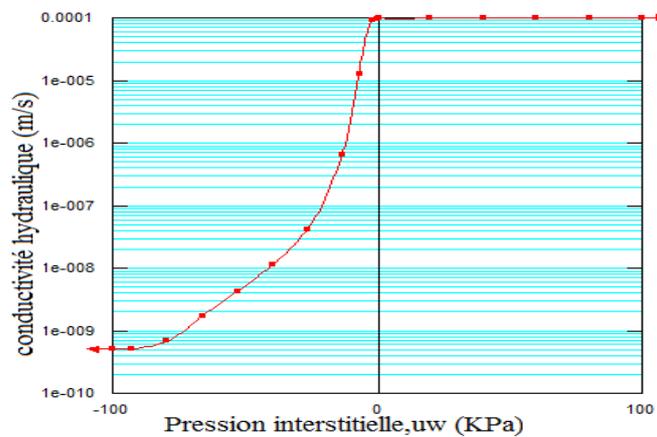


Figure 5- 3: La conductivité hydraulique des strates supérieures en fonction de la pression interstitielle

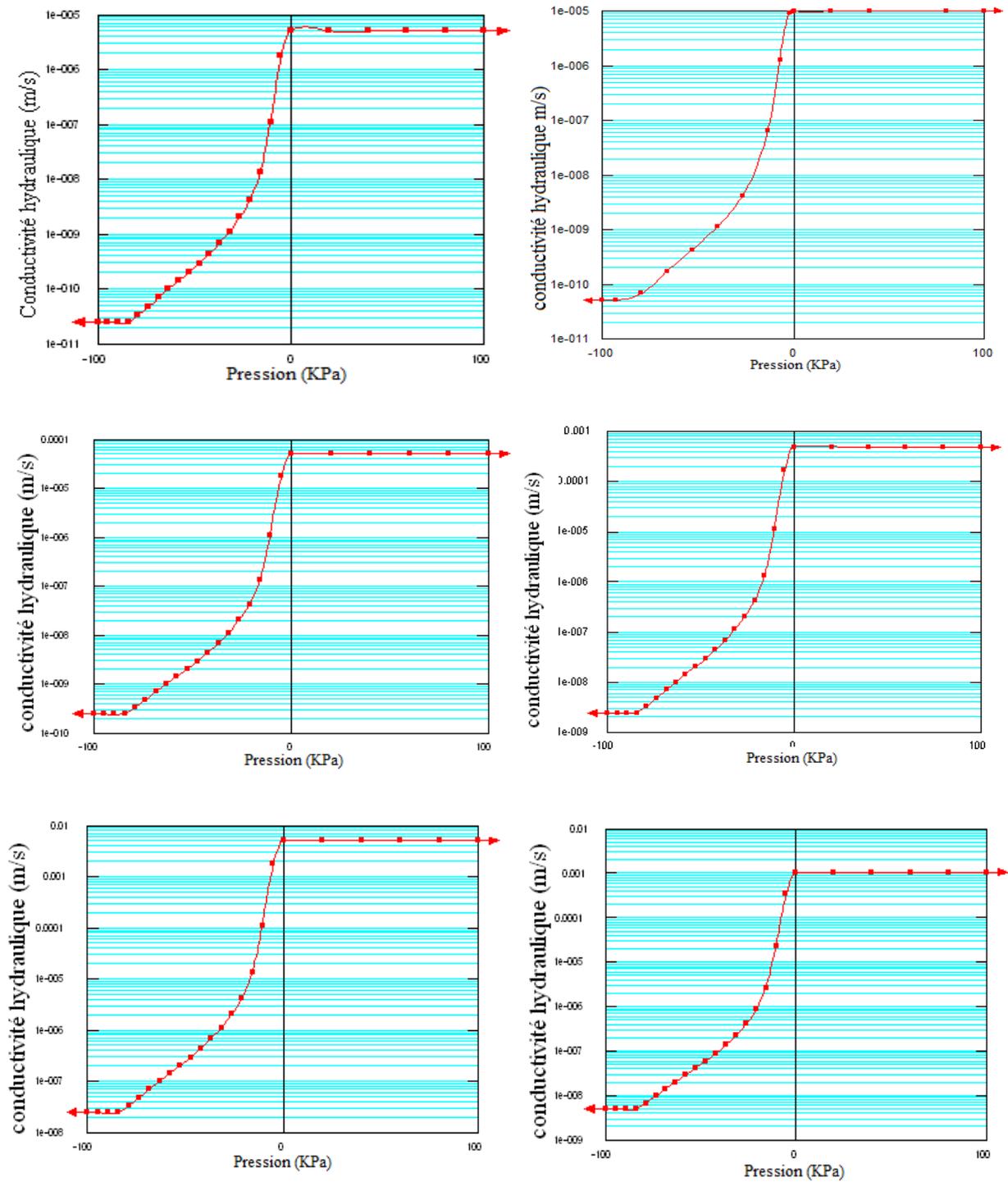
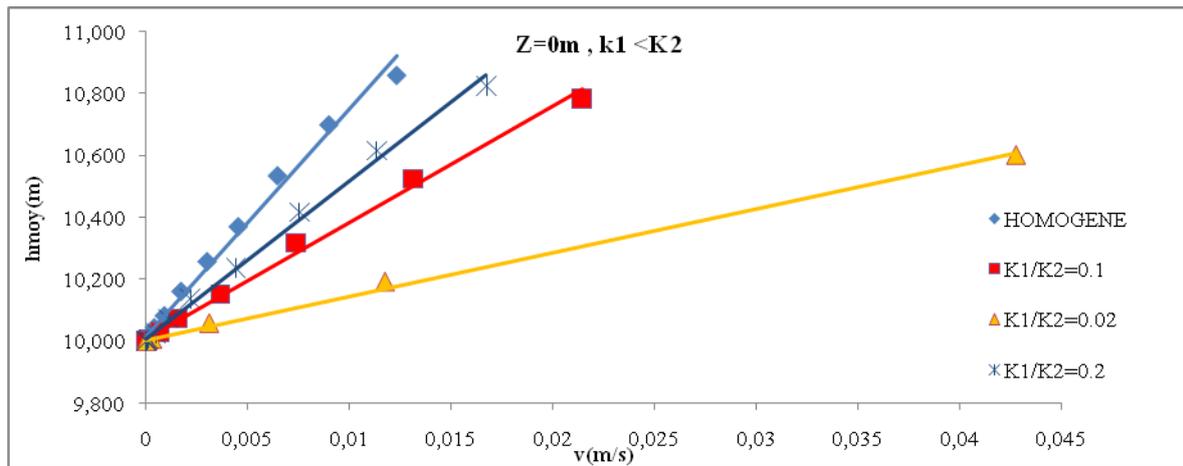
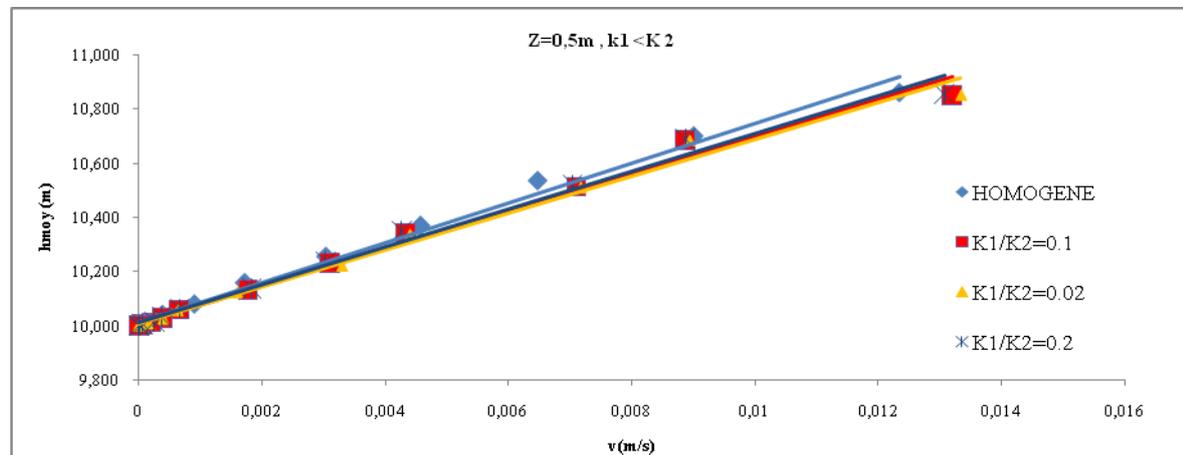


Figure 5- 4: Les conductivités hydrauliques des strates inférieures en fonction de la pression interstitielle

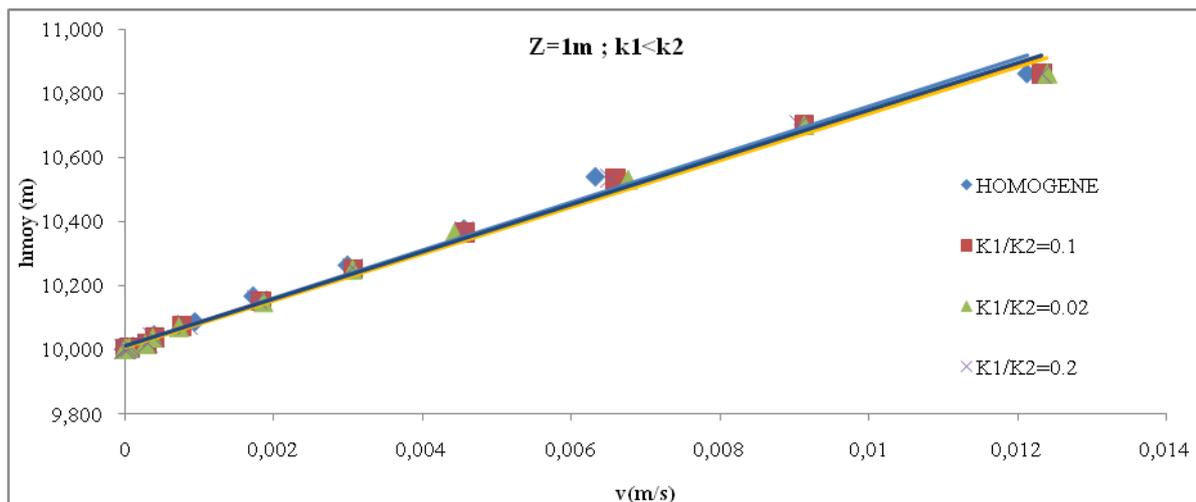
a)



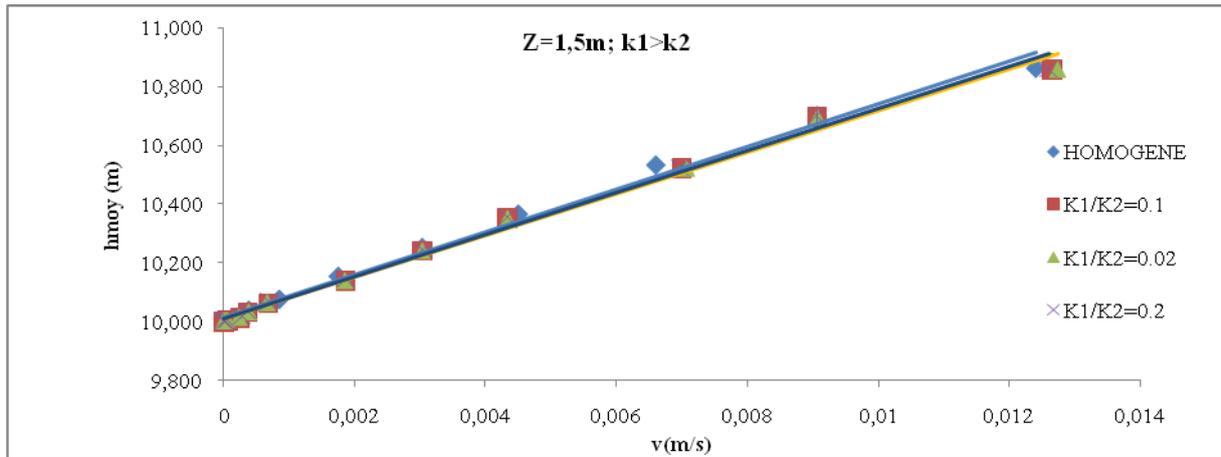
b)



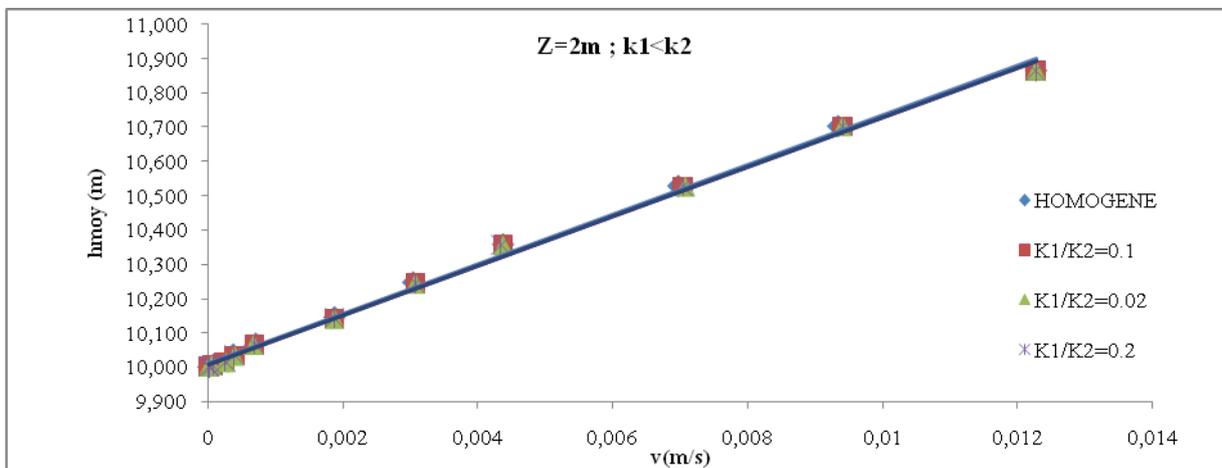
c)



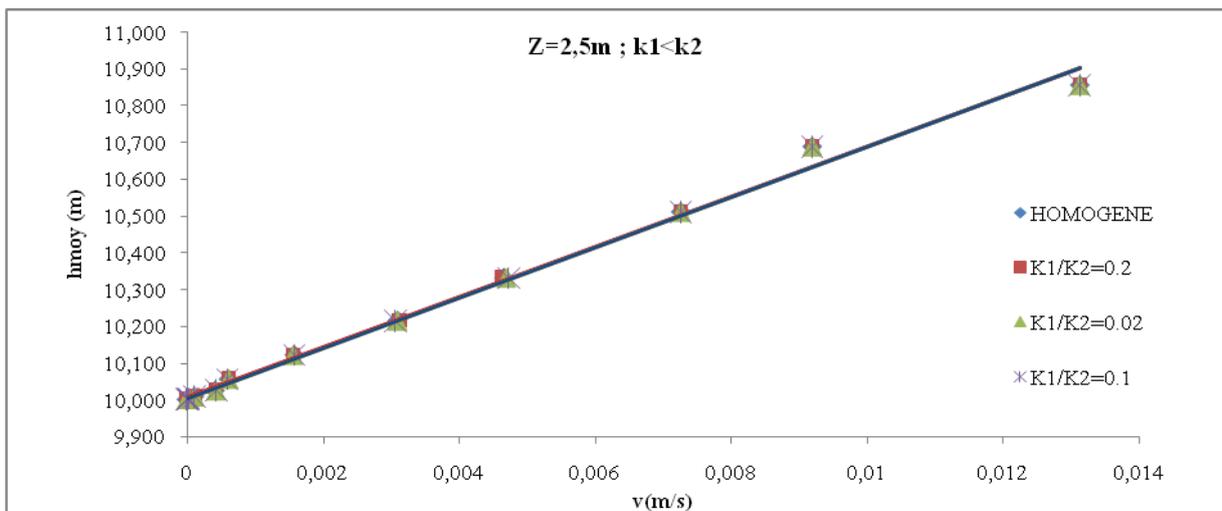
d)



e)



f)



g)

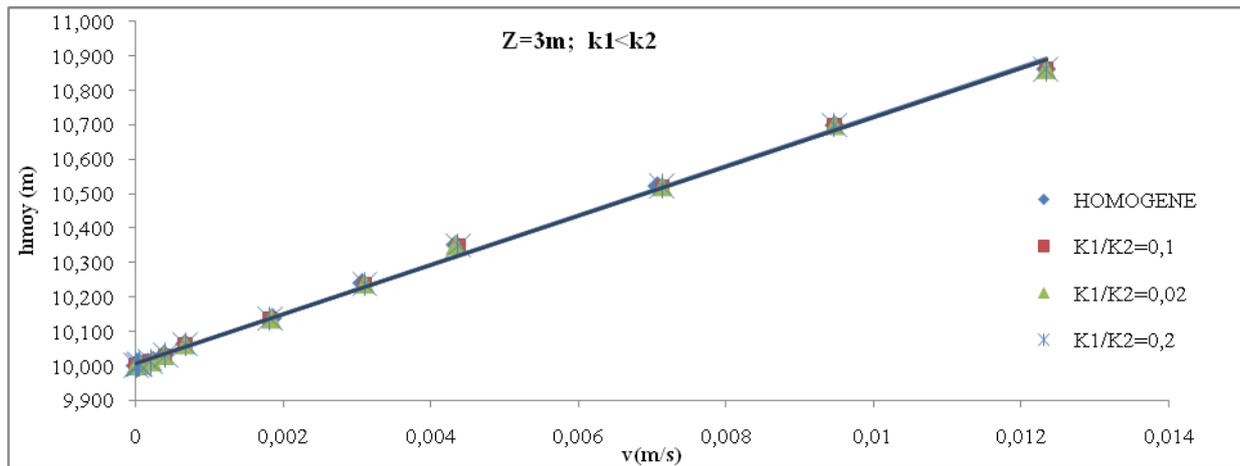
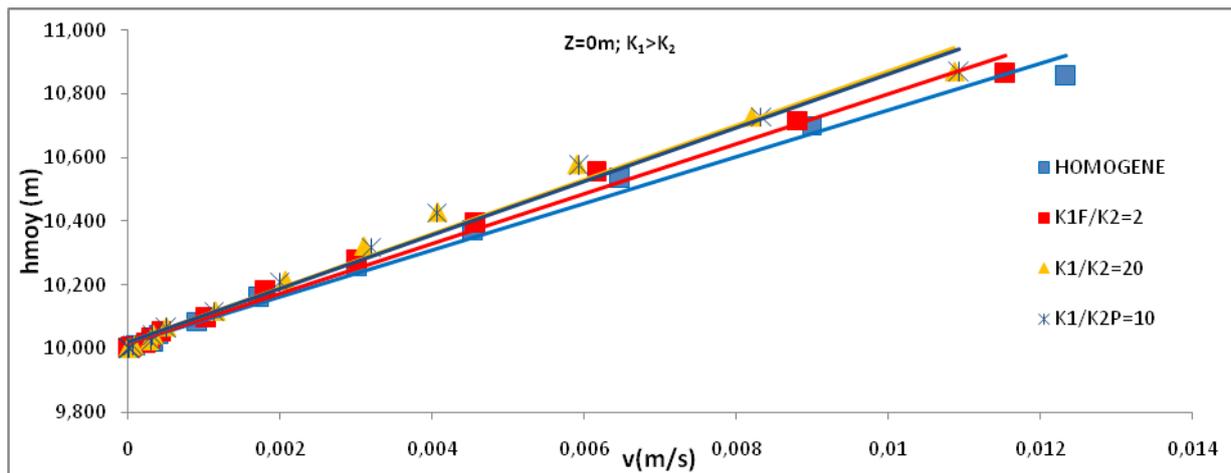


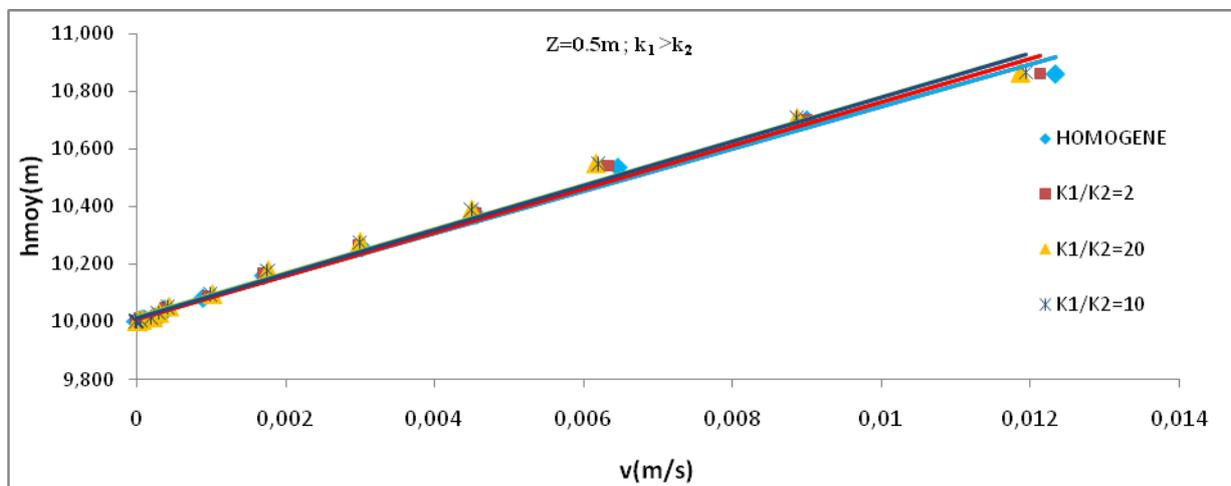
Figure 5- 5: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inferieur sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B= 10m$

a) $Z=0$; b) $Z=0,5m$; c) $Z=1m$; d) $Z=1,5m$; e) $Z=2m$; f) $Z=2,5 m$; g) $Z=3m$

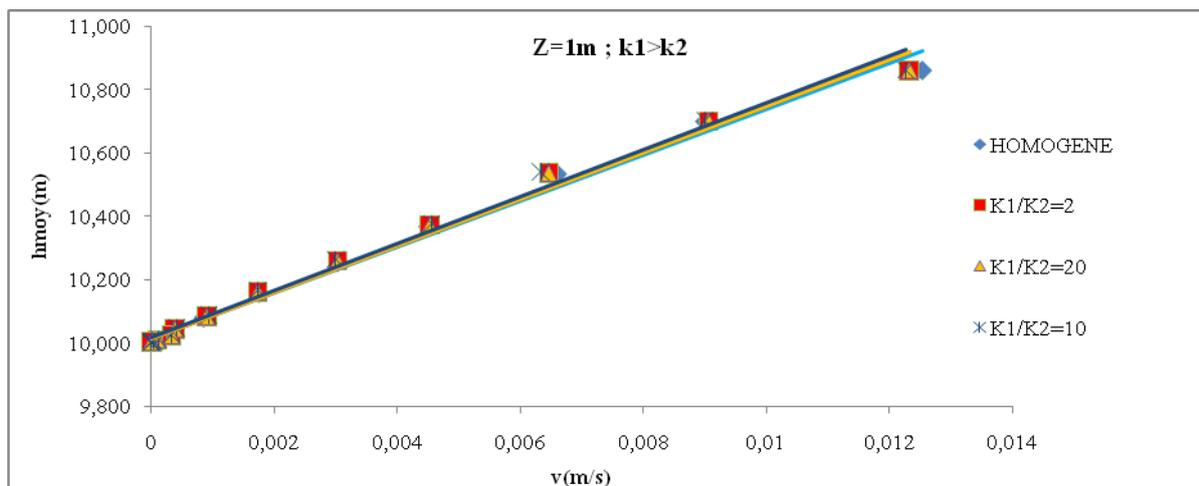
a)



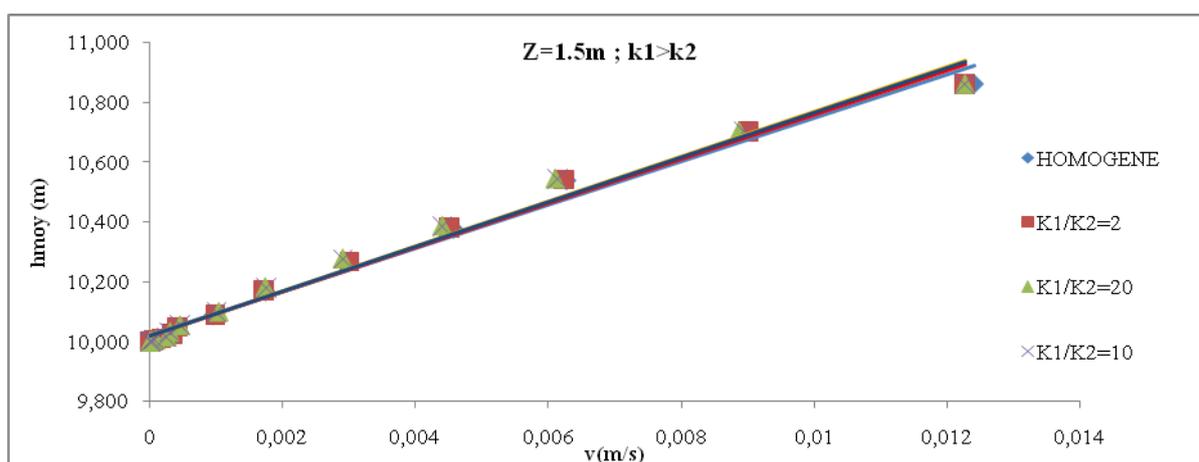
b)



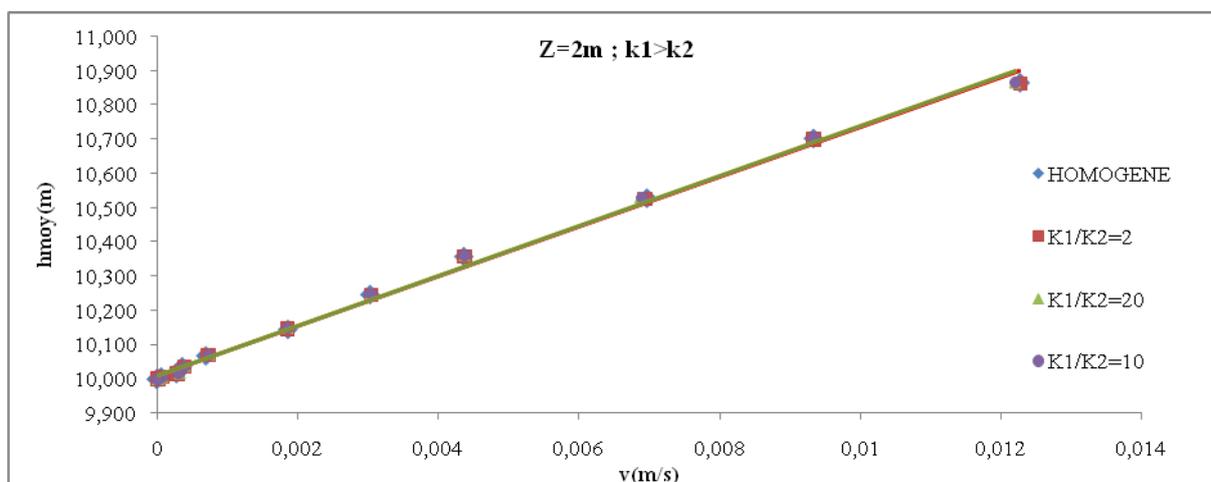
c)



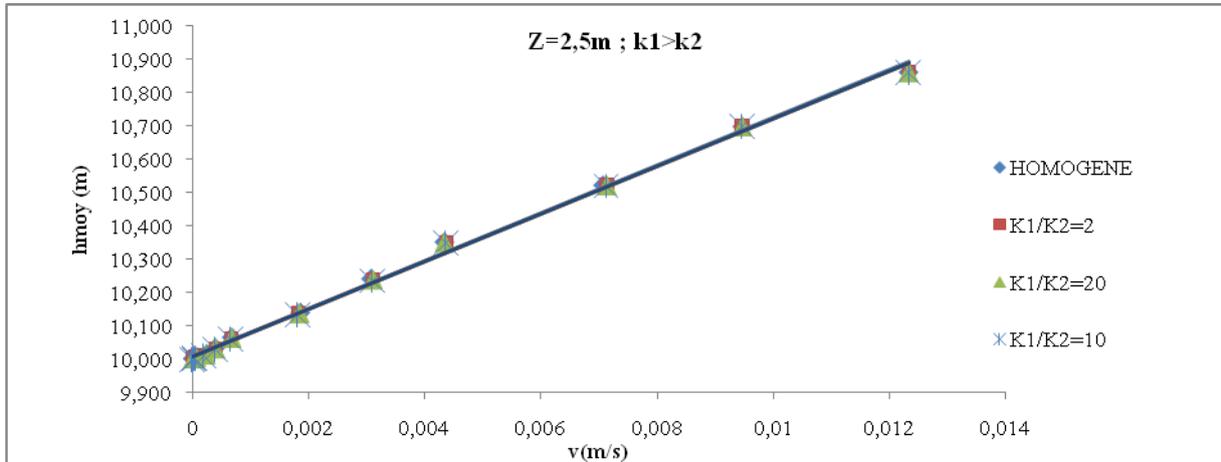
d)



e)



f)



g)

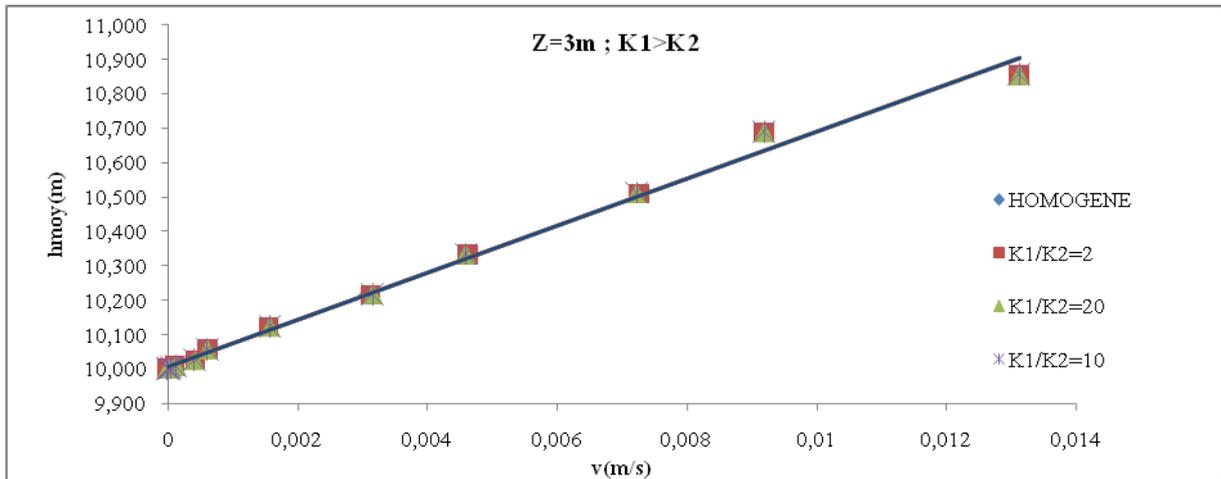
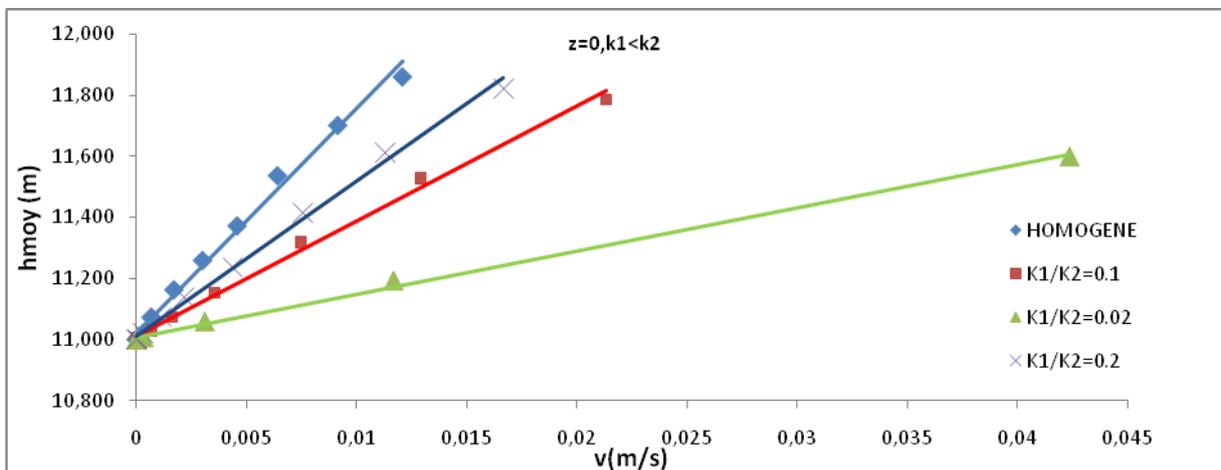
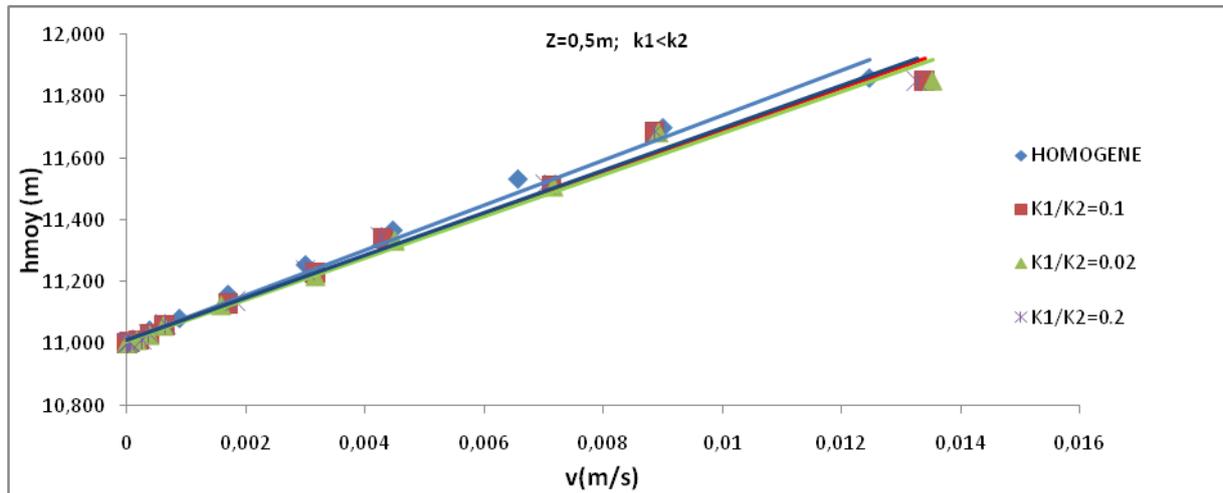


Figure 5- 6: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieur sur les courbes de vitesse ($K_1 > K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=10m$
 a) $Z=0$; b) $Z=0,5m$; c) $Z=1m$; d) $Z=1,5m$; e) $Z=2m$; f) $Z=2,5m$; g) $Z=3m$

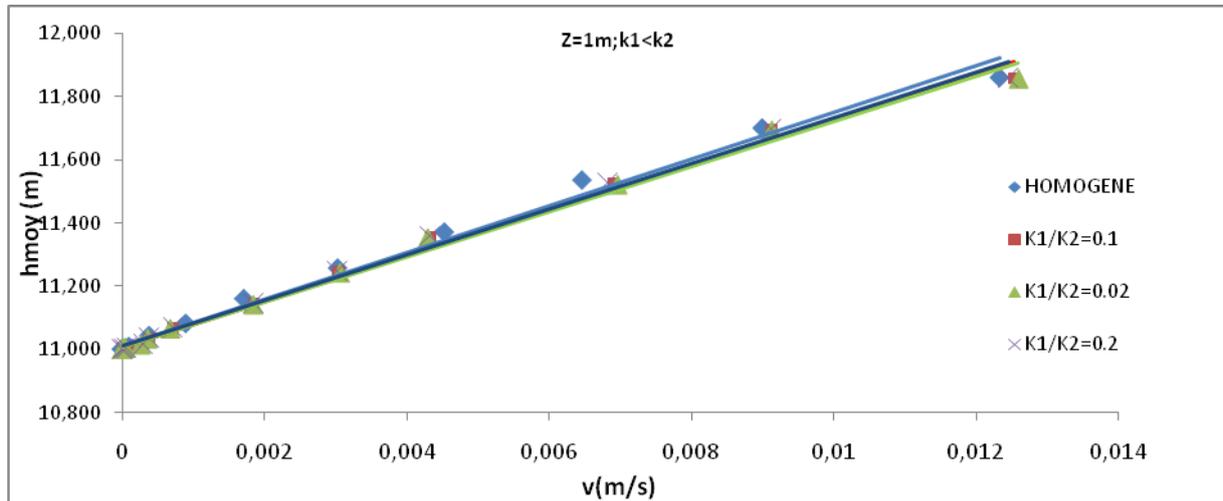
a)



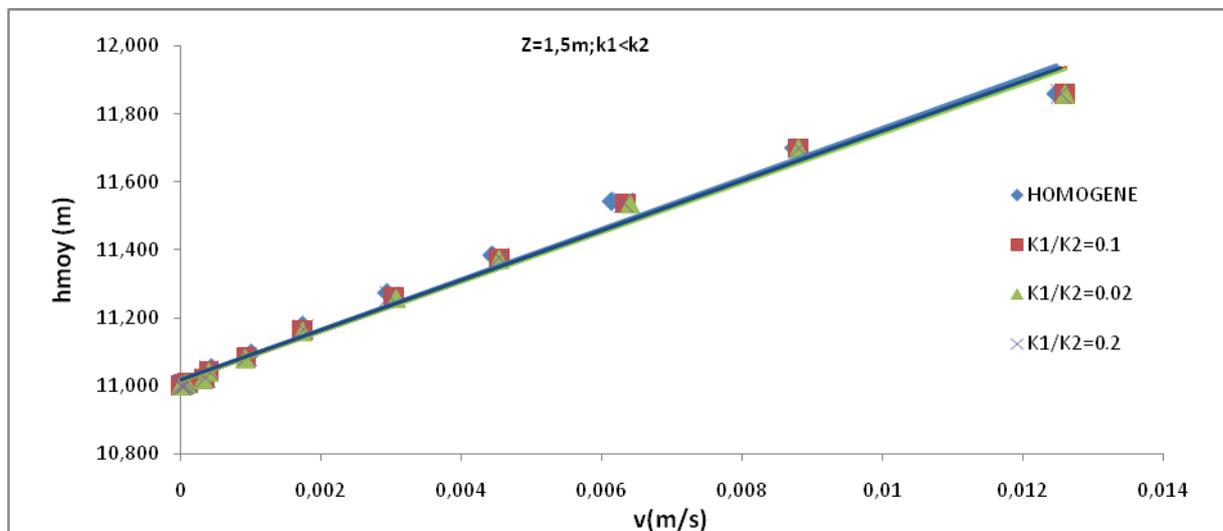
b)



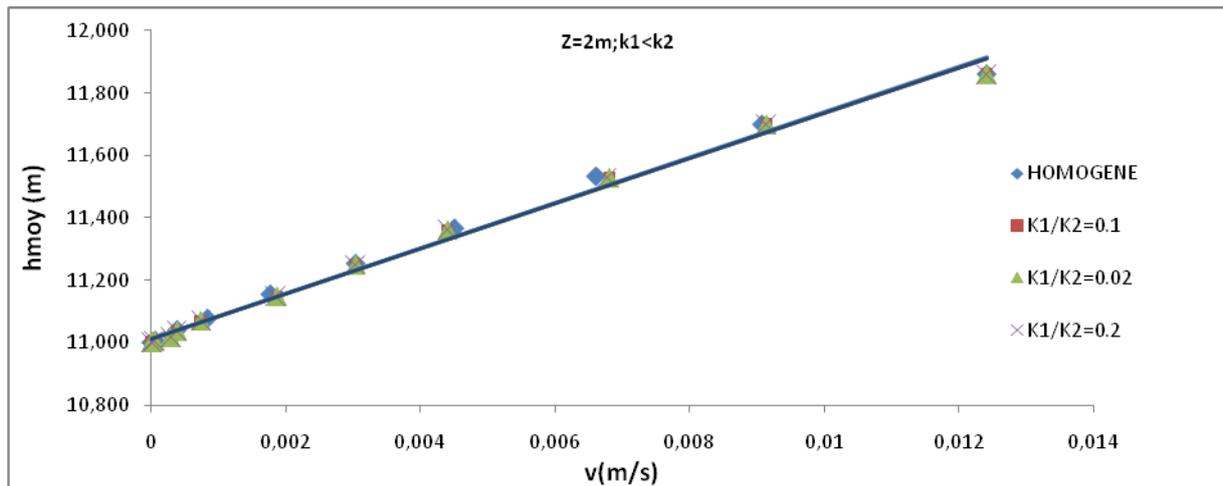
c)



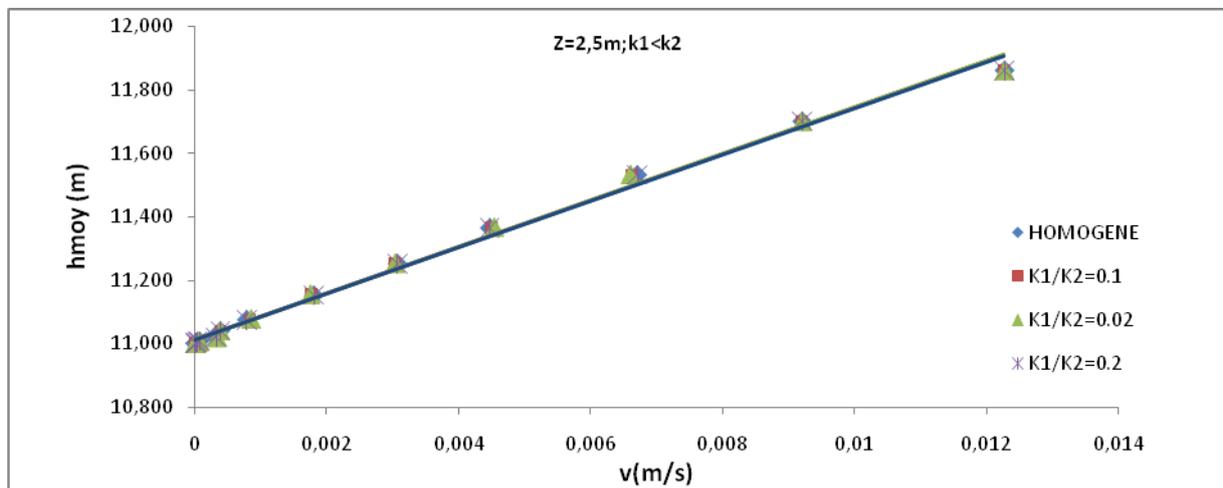
d)



e)



f)



g)

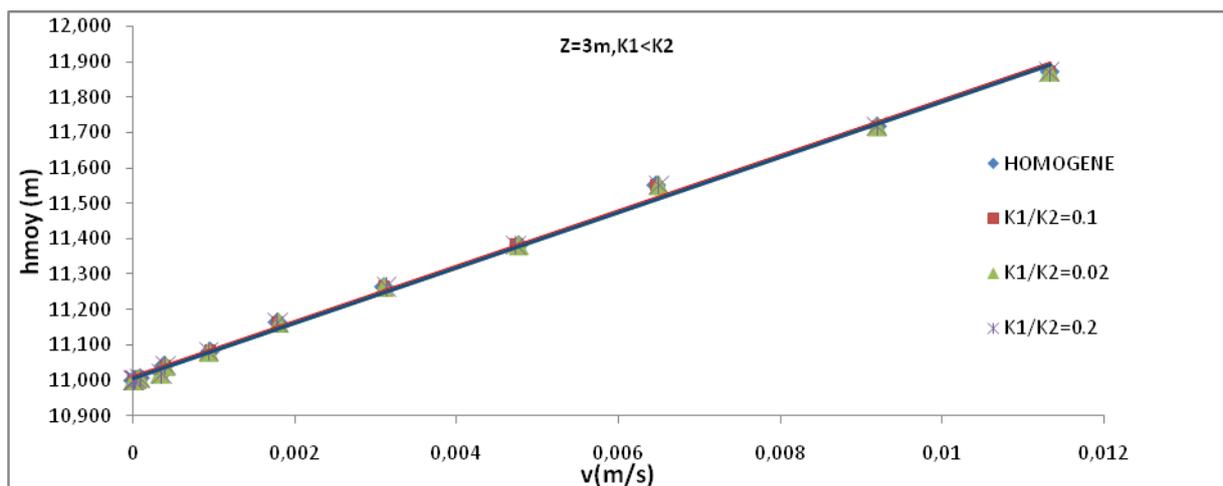
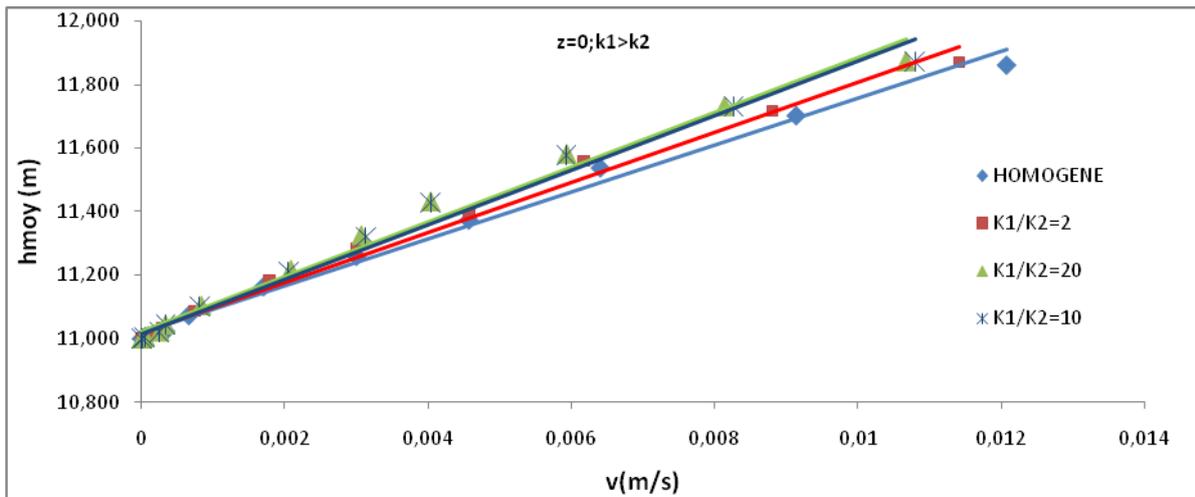
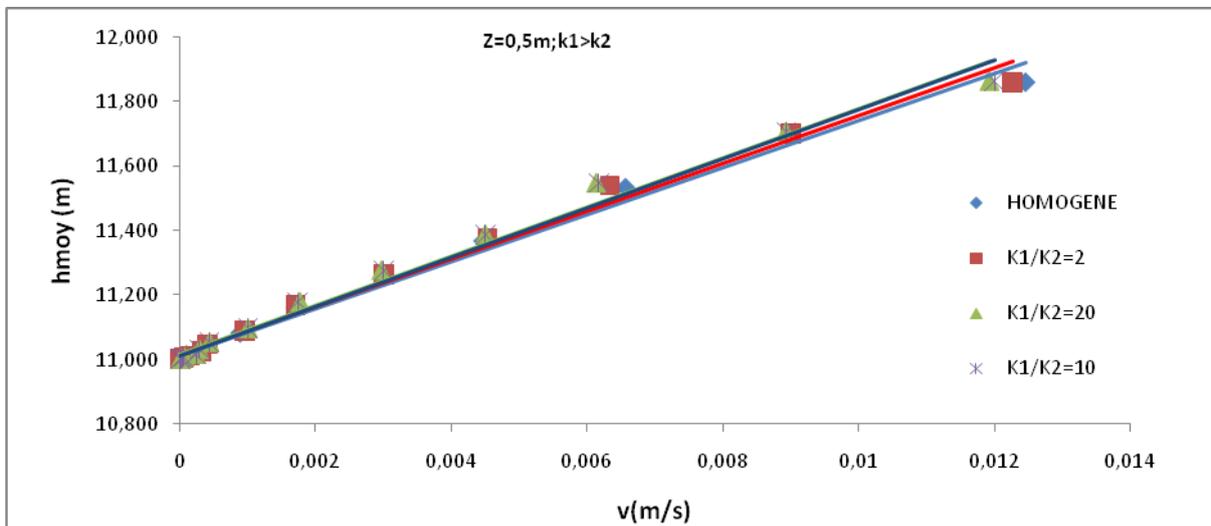


Figure 5- 7: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieur sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=11m$
 a) $Z=0$; b) $Z=0,5m$; c) $Z=1m$; d) $Z=1,5m$; e) $Z=2m$; f) $Z=2,5m$; g) $Z=3m$

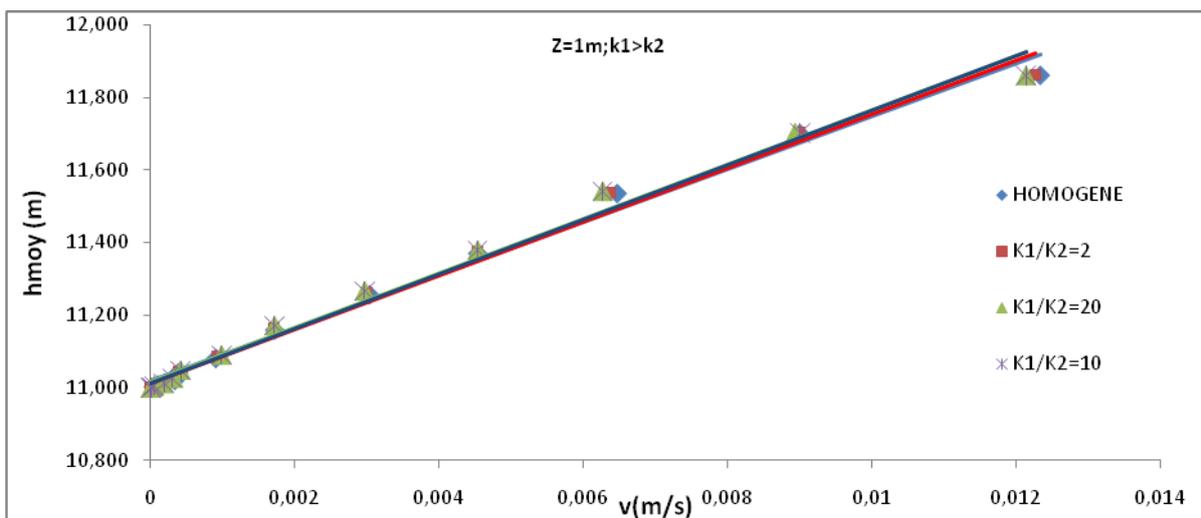
a)



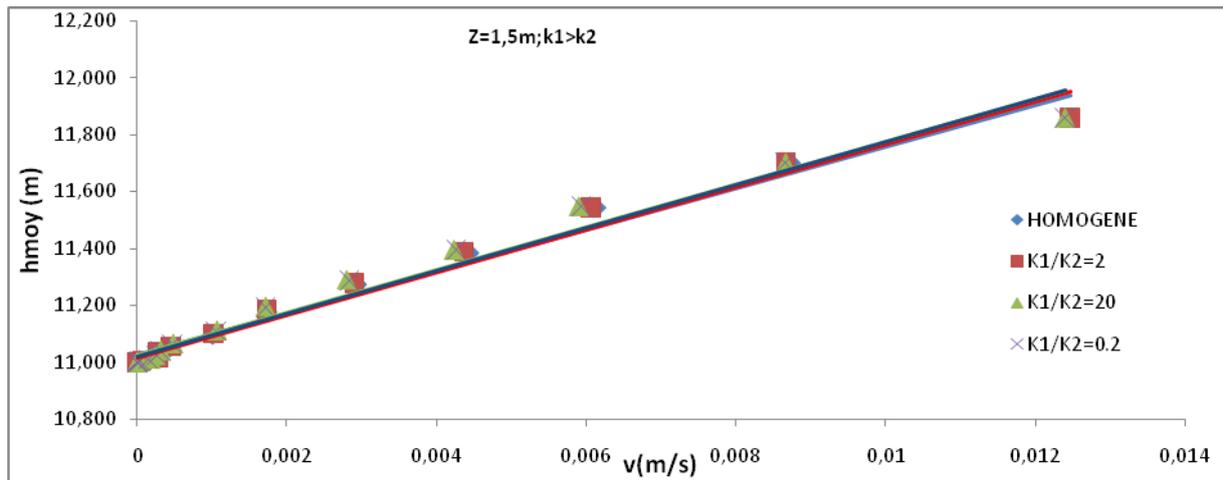
b)



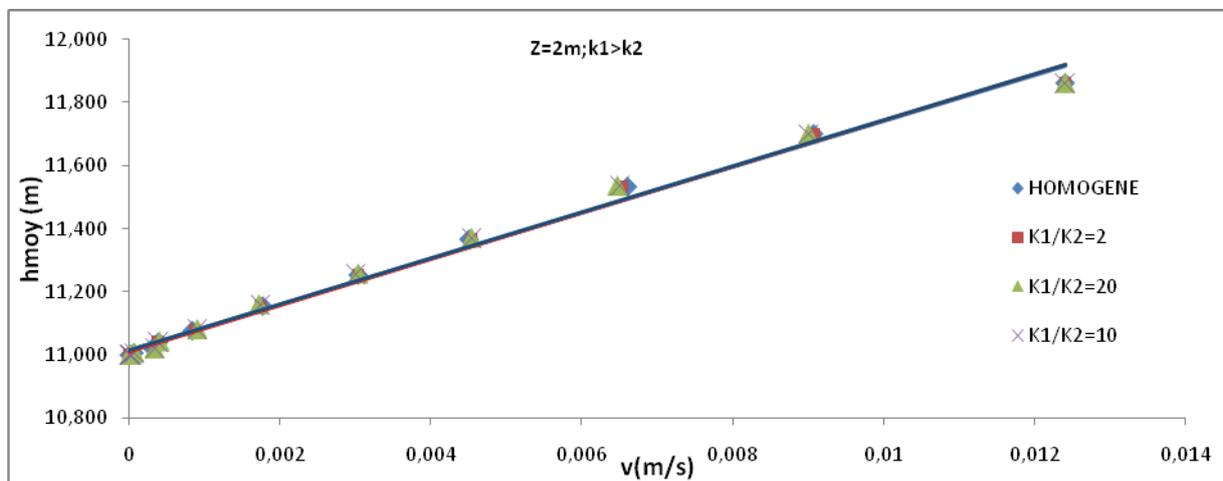
c)



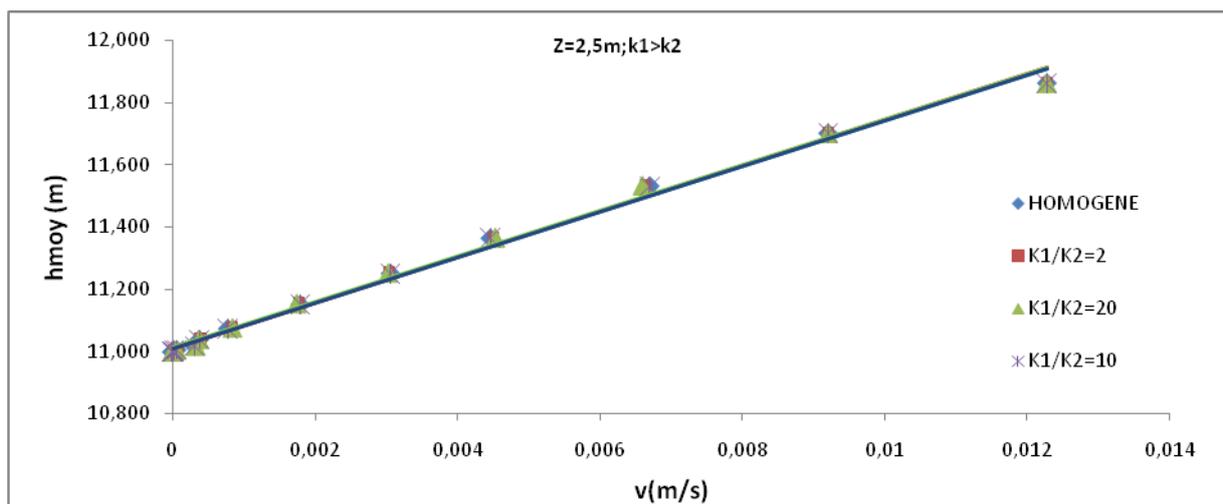
d)



e)



f)



g)

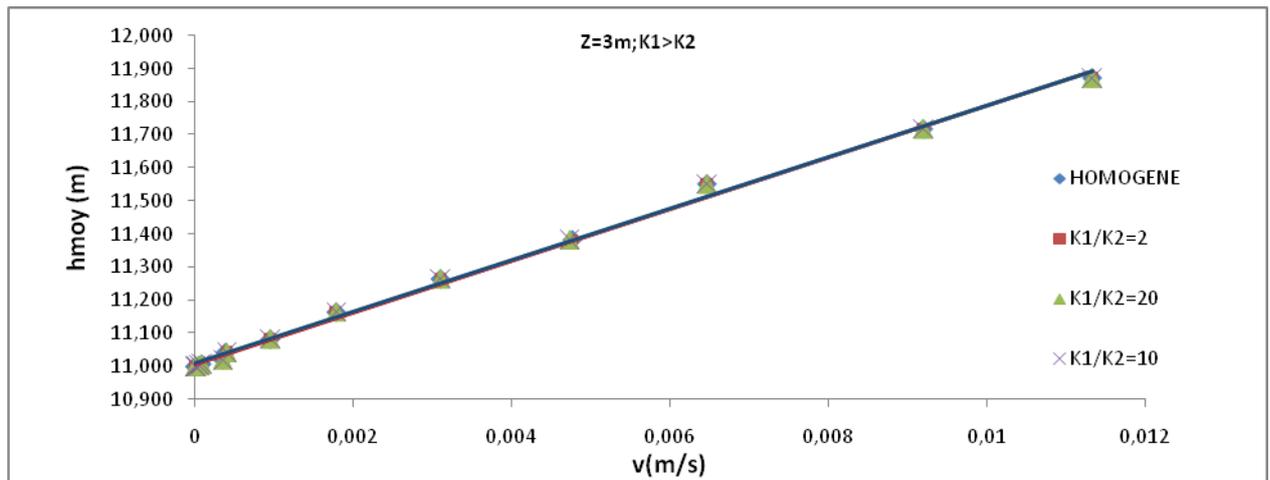
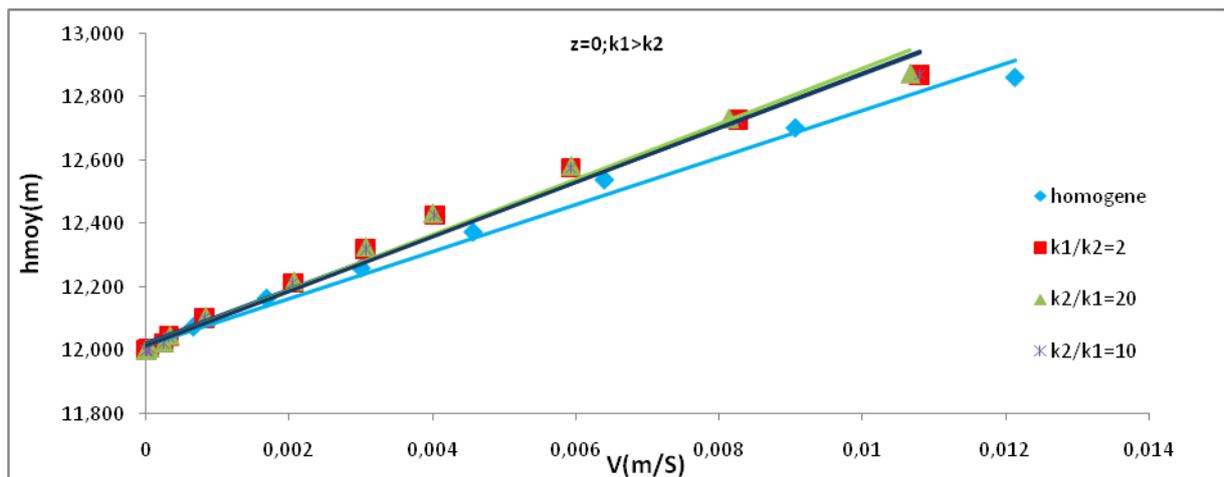
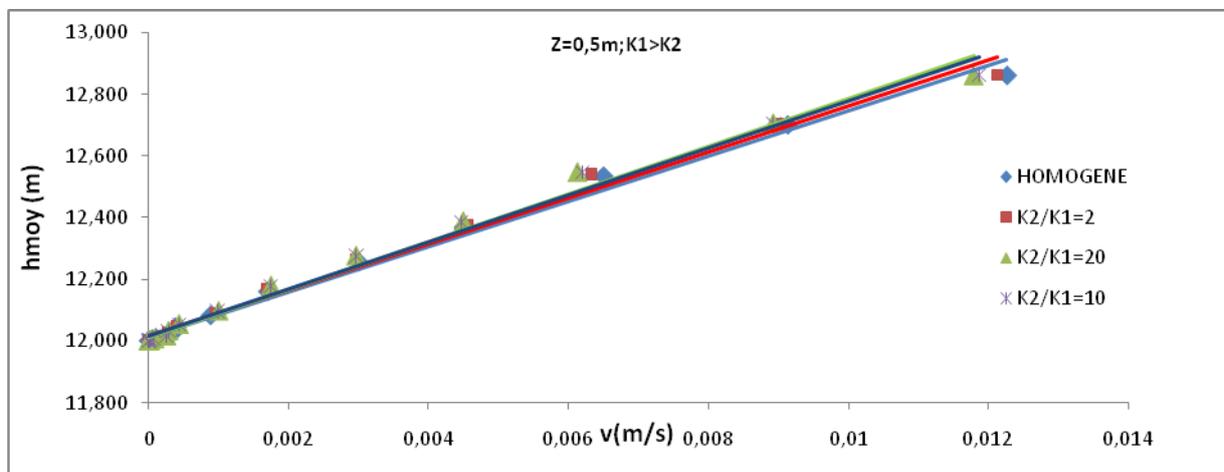


Figure 5- 8: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 > K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=11\text{ m}$
 a) $Z=0$; b) $Z=0,5\text{ m}$; c) $Z=1\text{ m}$; d) $Z=1,5\text{ m}$; e) $Z=2\text{ m}$; f) $Z=2,5\text{ m}$; g) $Z=3\text{ m}$

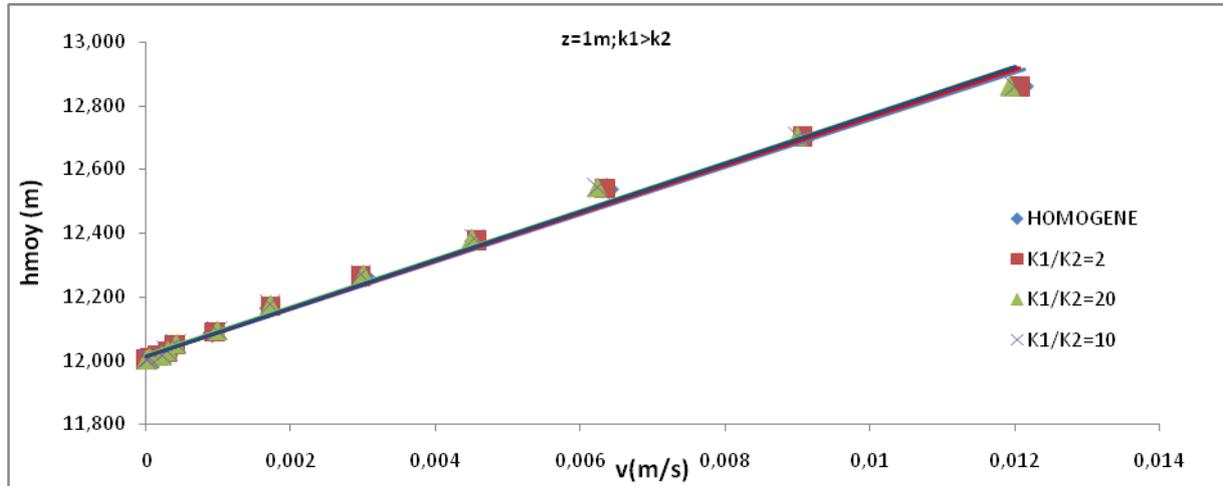
a)



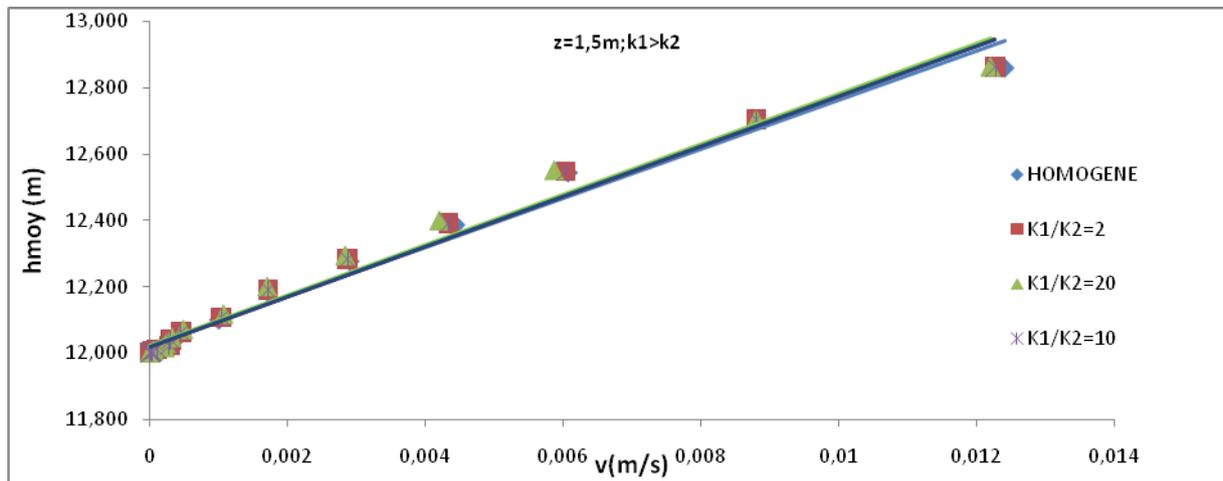
b)



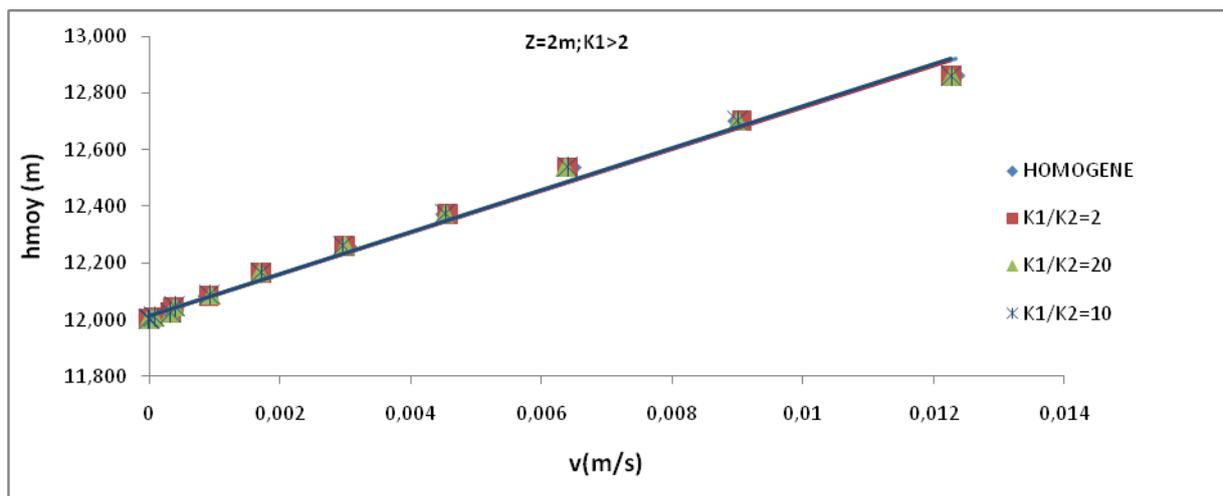
c)



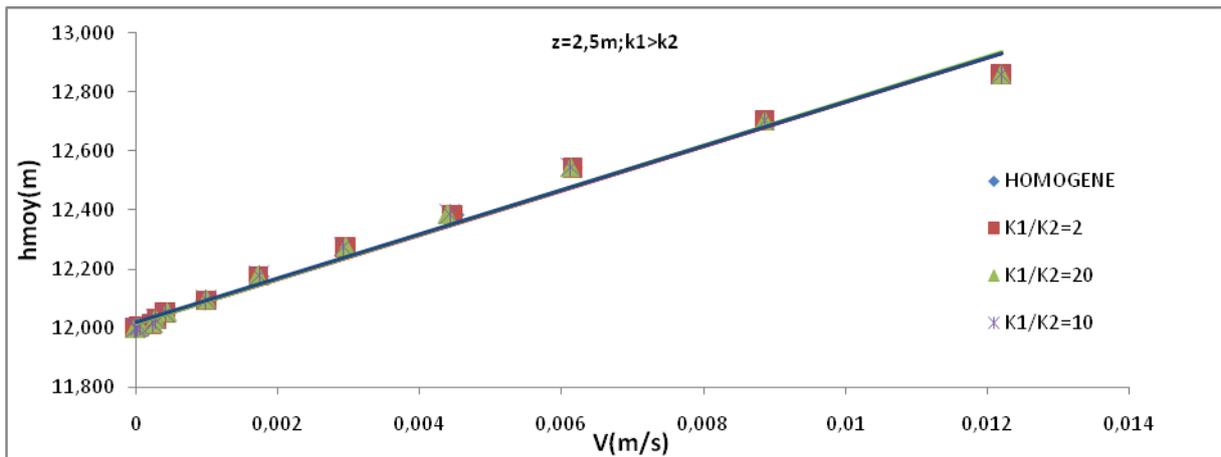
d)



e)



f)



g)

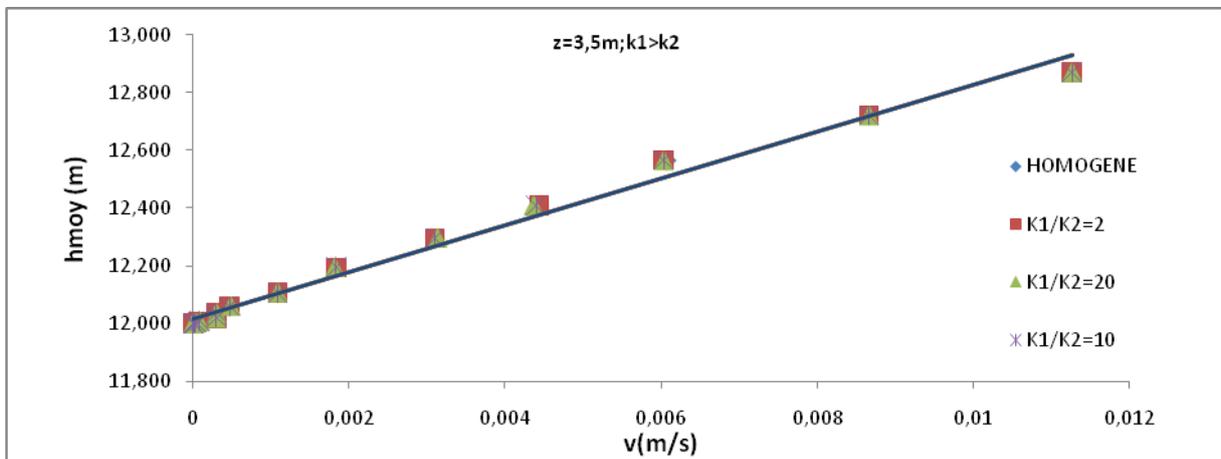
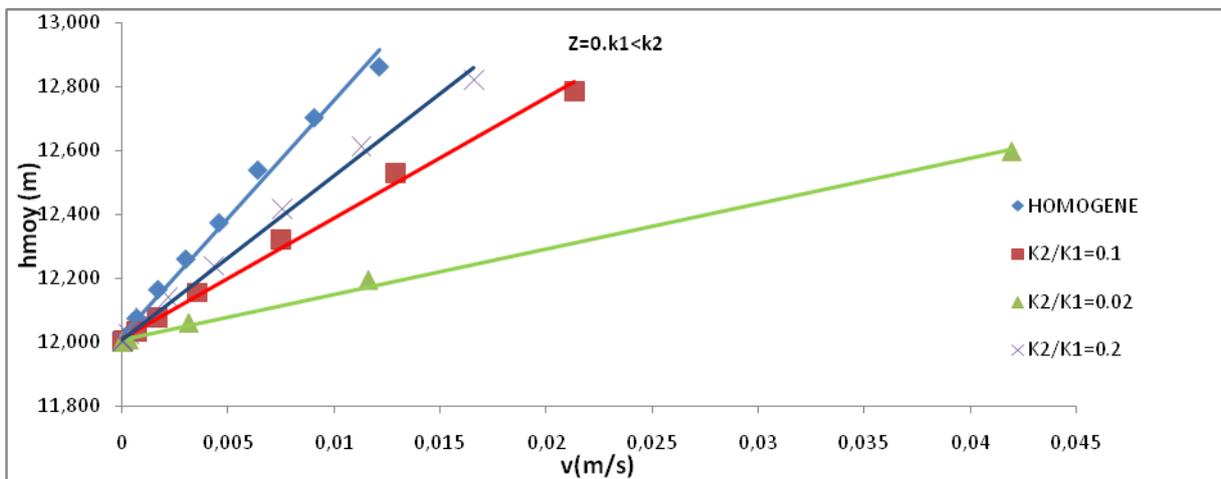


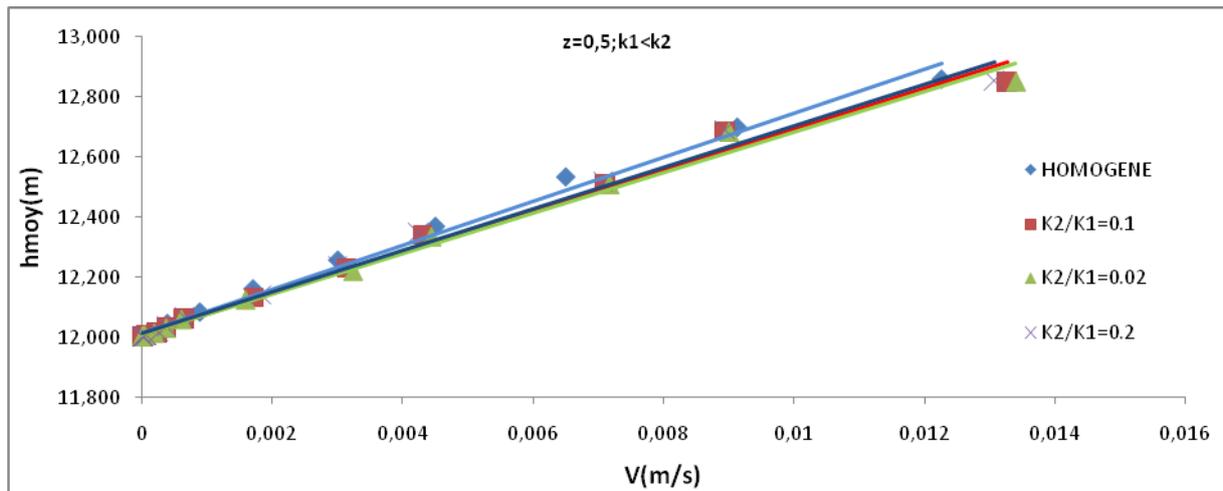
Figure 5- 9: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieure sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=12m$

a) $Z=0$; b) $Z=0,5m$; c) $Z=1m$; d) $Z=1,5m$; e) $Z=2m$; f) $Z=2,5 m$; g) $Z=3m$

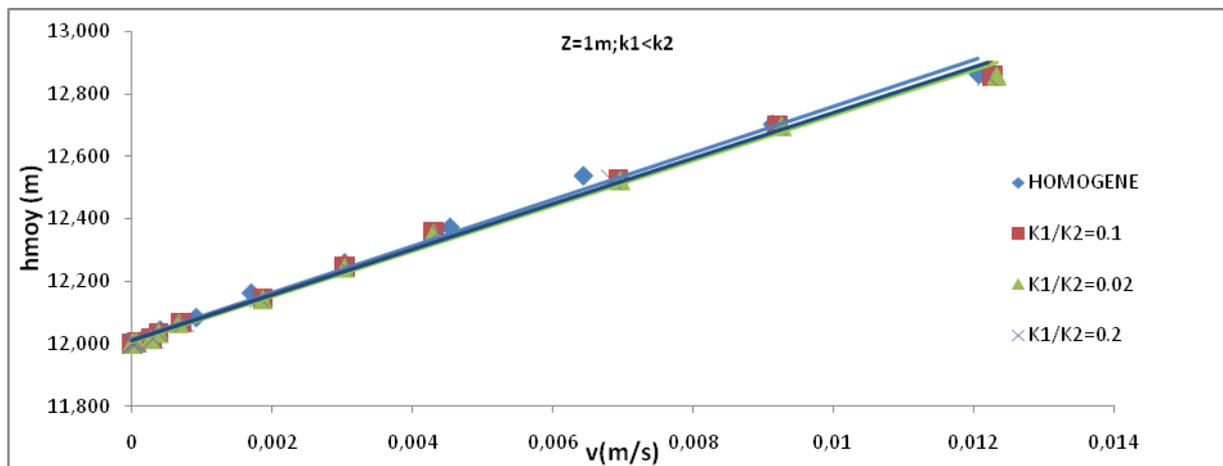
a)



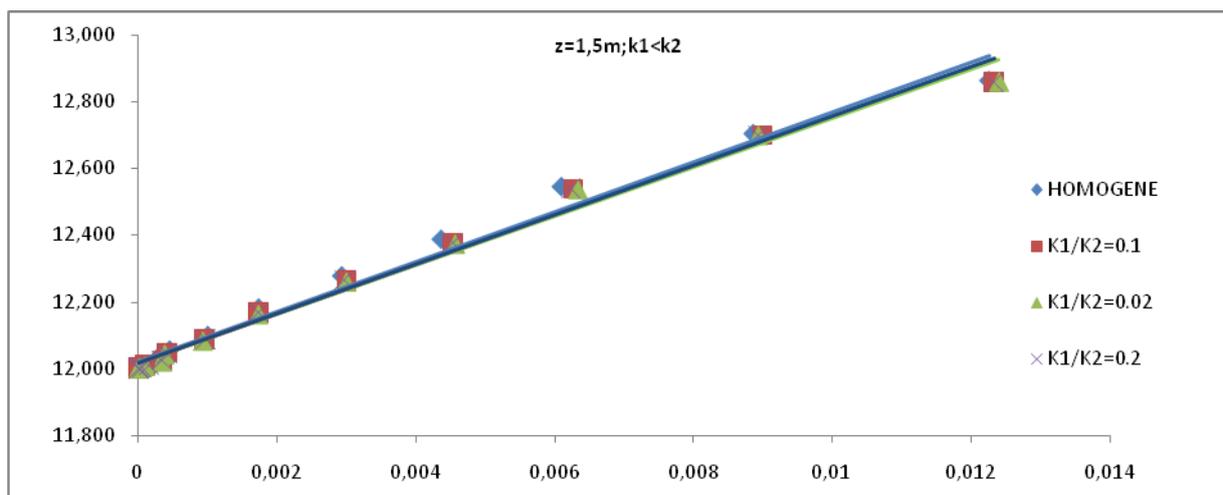
b)



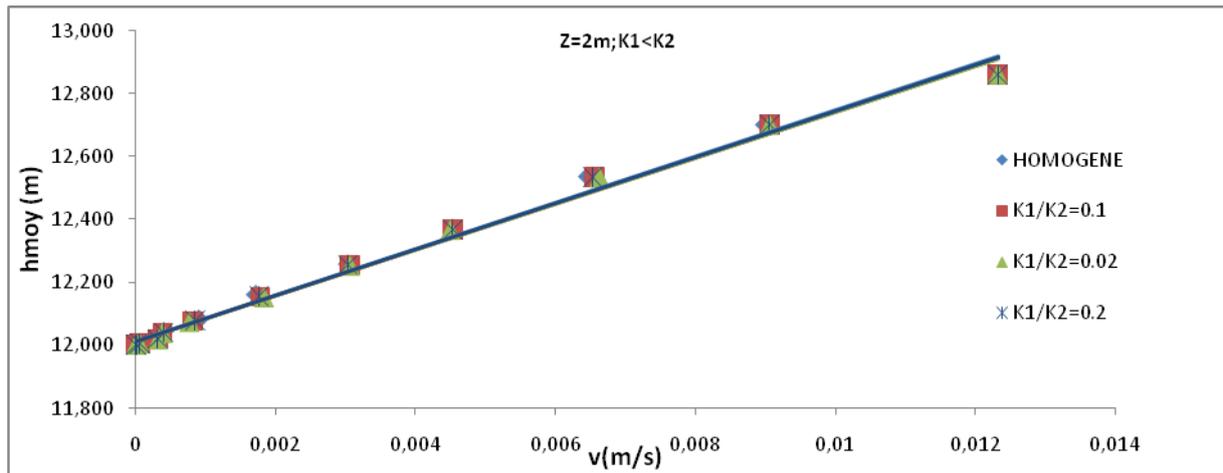
c)



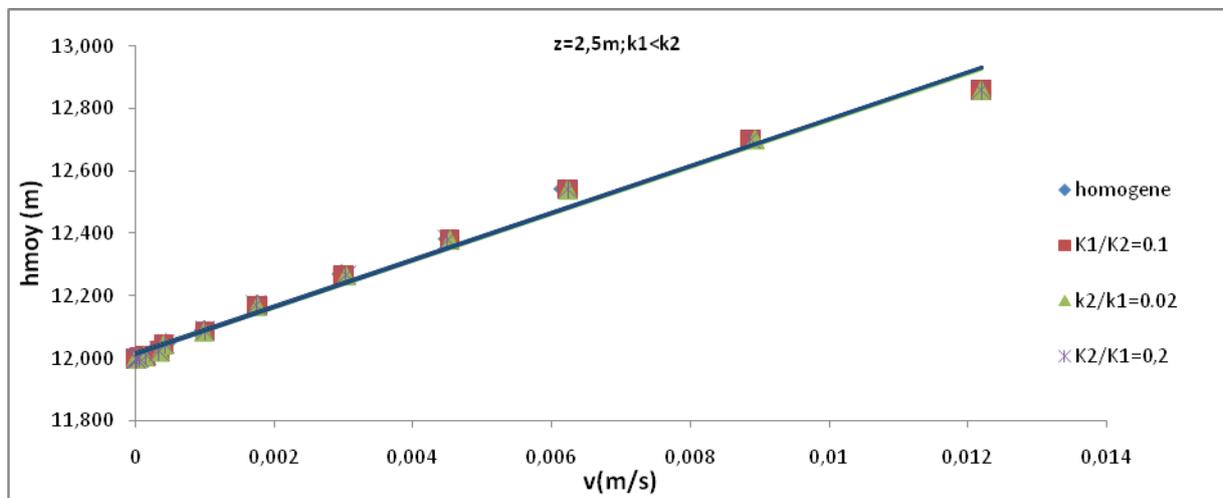
d)



e)



f)



gg)

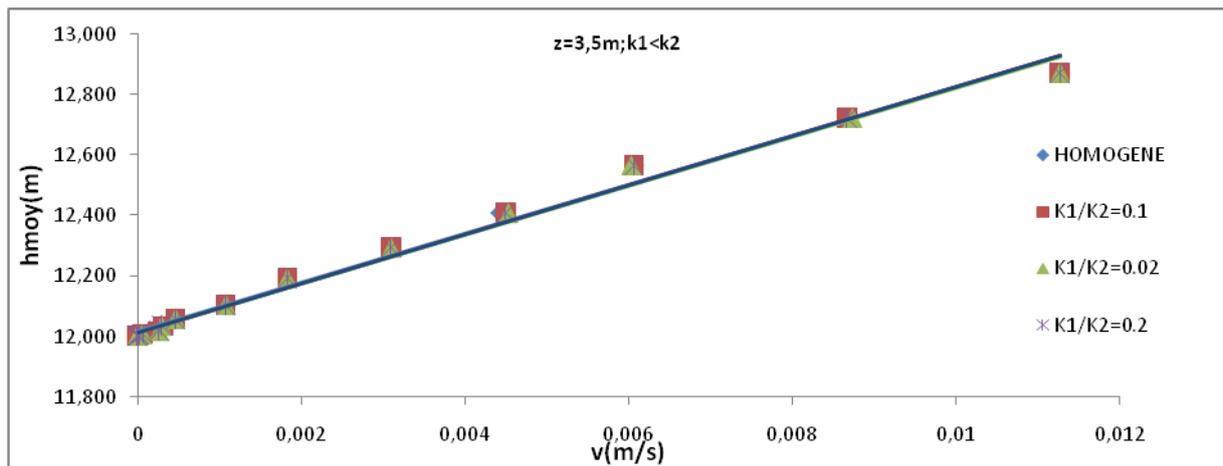


Figure 5- 10: influence du rapport de la perméabilité entre les deux strates et la distance entre la crépine et la strate inférieur sur les courbes de vitesse ($K_1 < K_2$) d'un aquifère d'épaisseur $B=12\text{m}$
a) $Z=0$; b) $Z=0,5\text{m}$; c) $Z=1\text{m}$; d) $Z=1,5\text{m}$; e) $Z=2\text{m}$; f) $Z=2,5\text{m}$; g) $Z=3\text{m}$

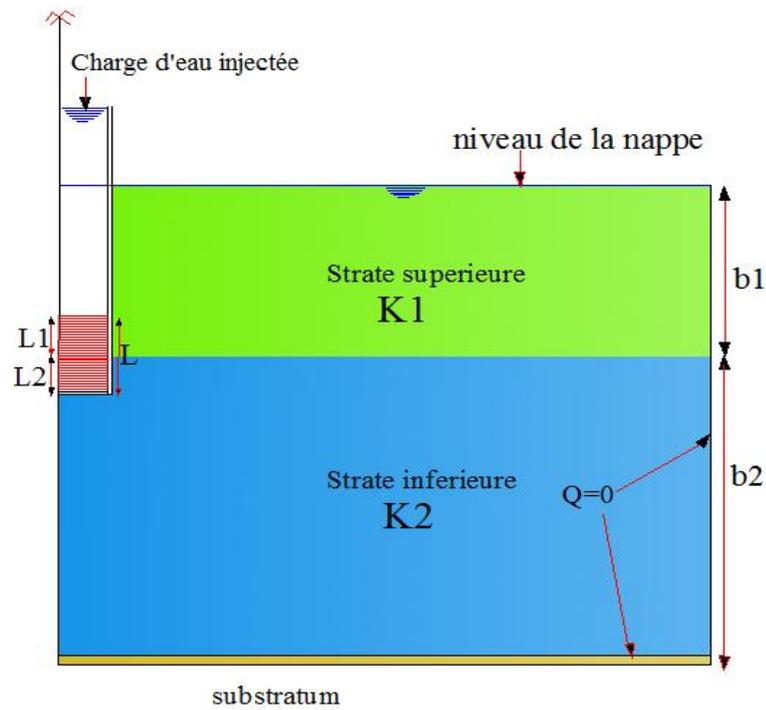


Figure 5- 11: schéma représentatif du modèle stratifié étudié pour avoir l'influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates

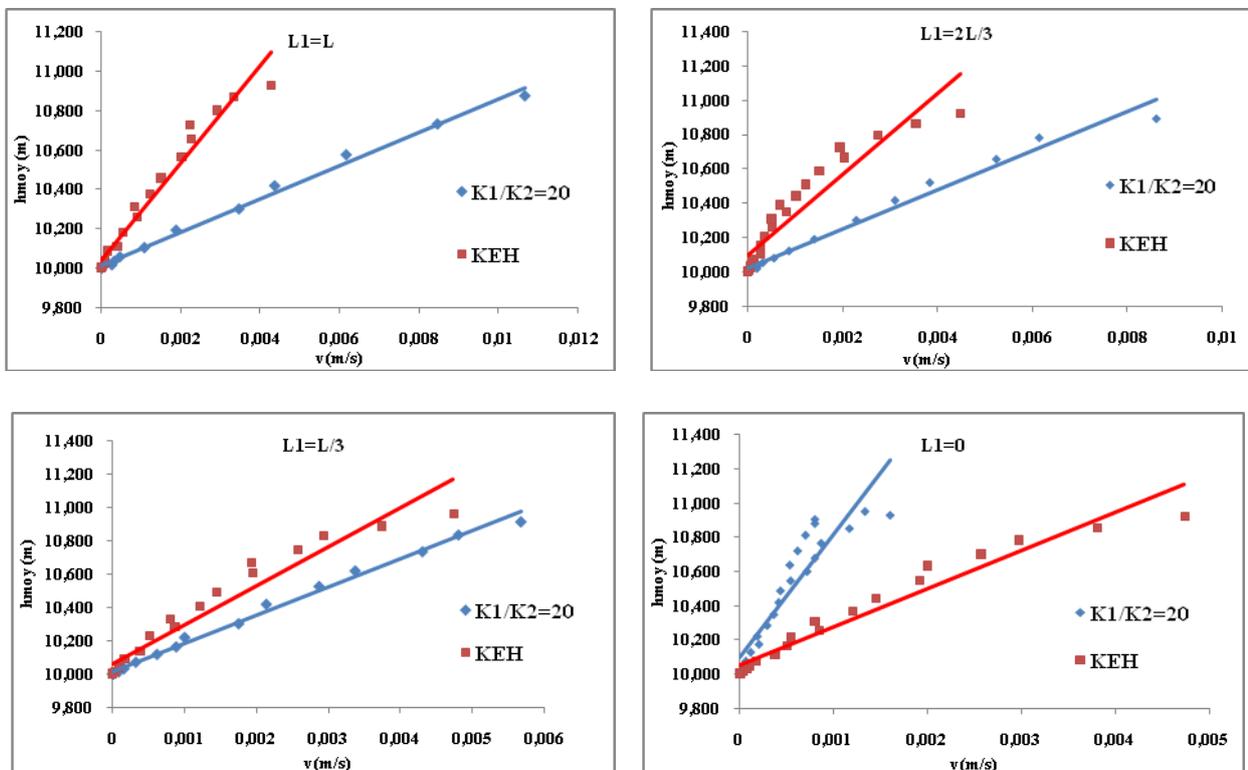


Figure 5- 12: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène anisotrope ($K1/K2=20$)

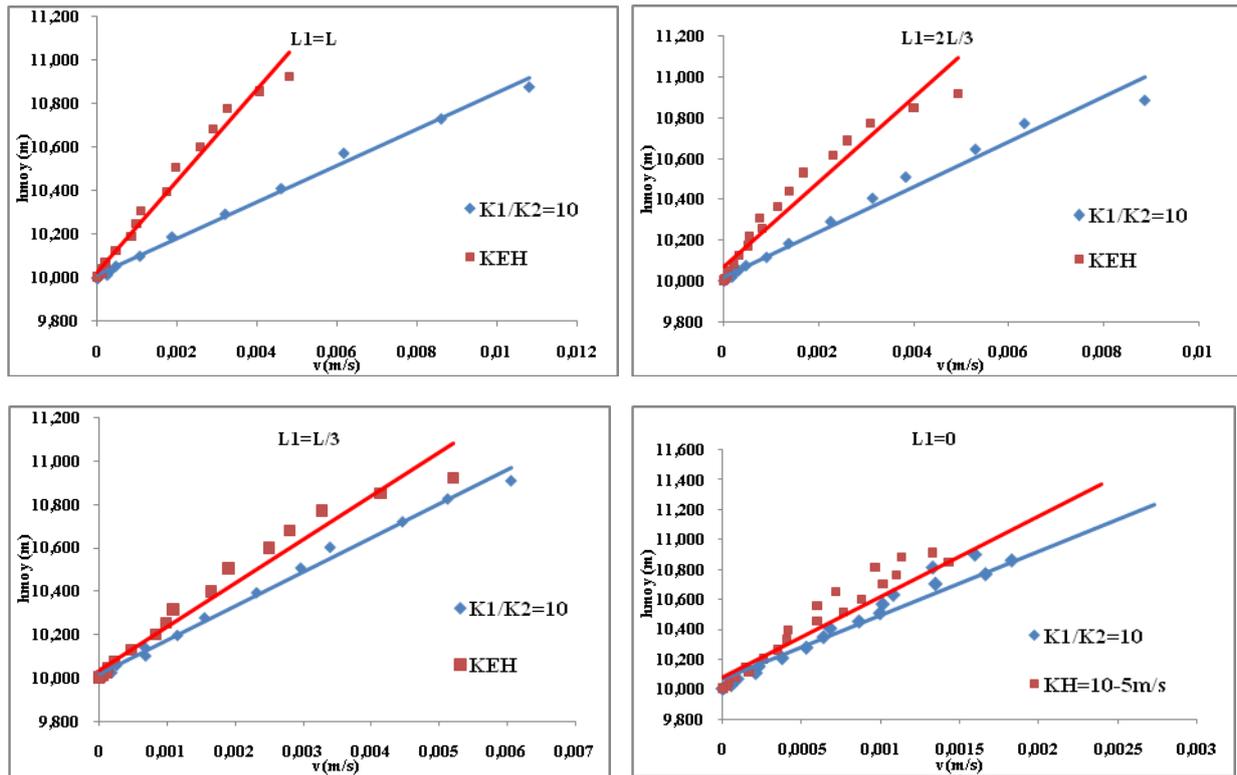


Figure 5- 13: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($k_1/k_2=10$)

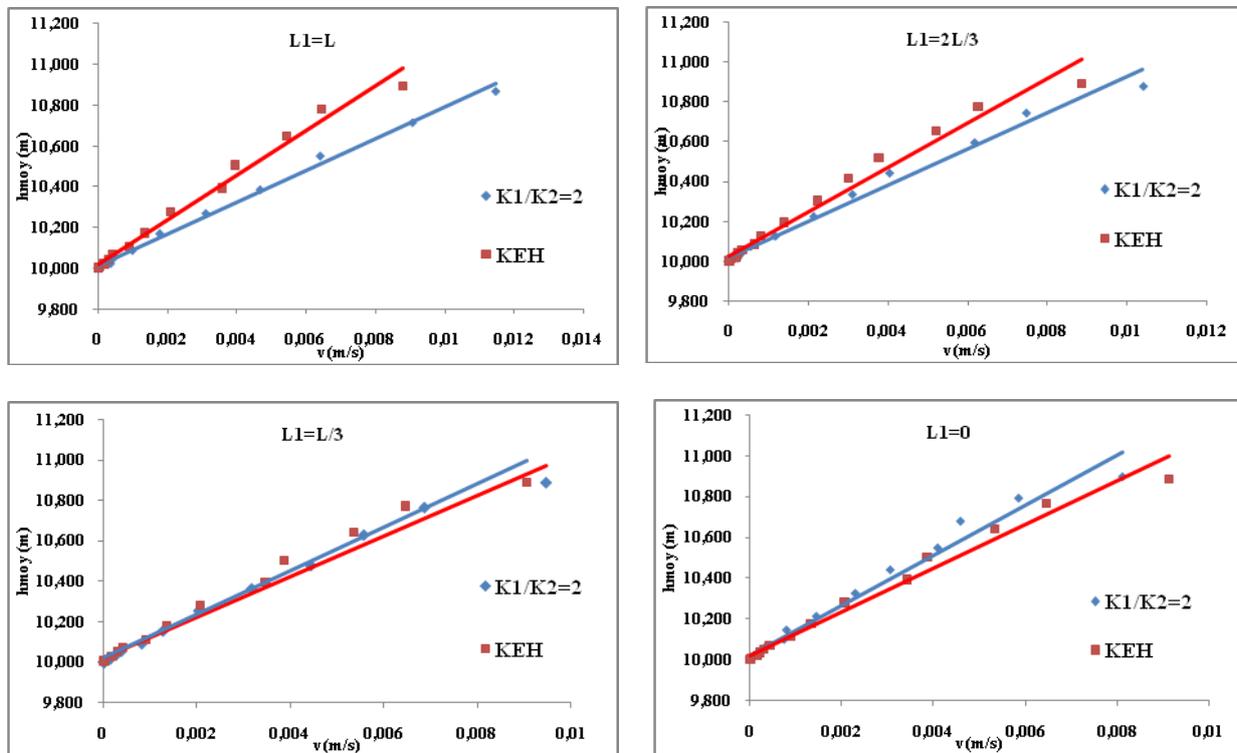


Figure 5- 14: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K_1/K_2=2$)

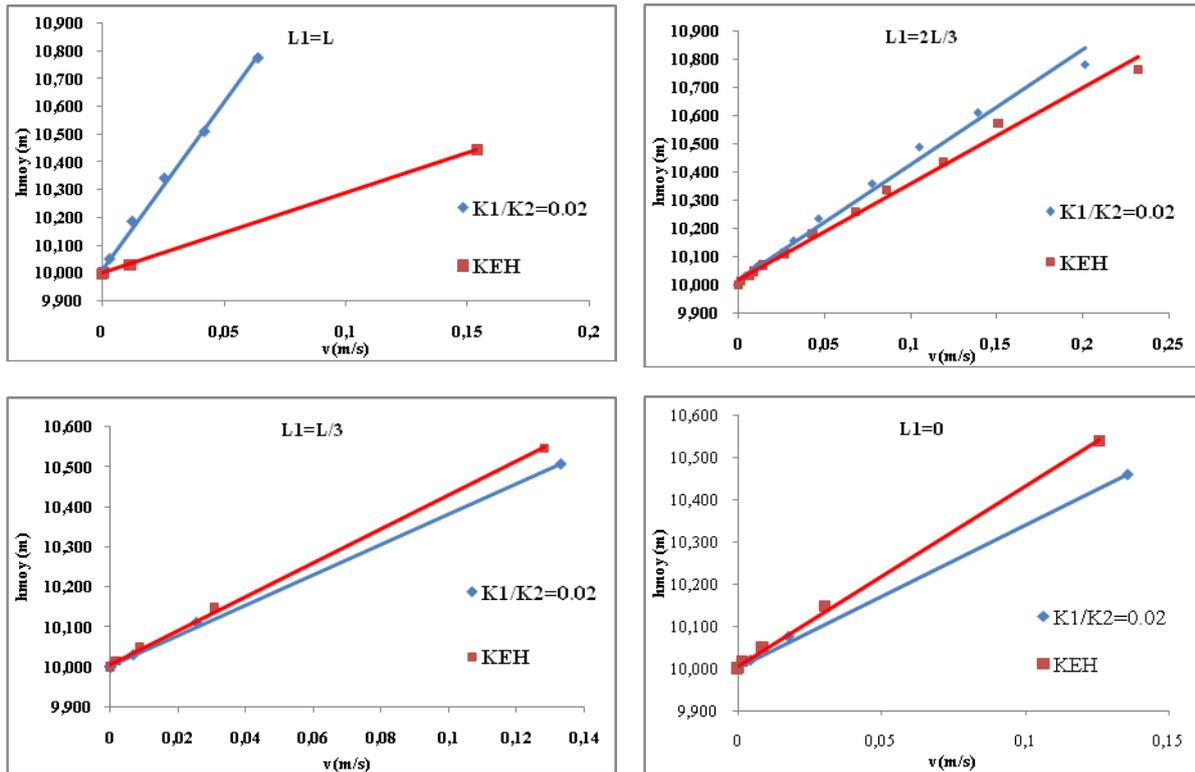


Figure 5- 15: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K1/K2=0.02$)

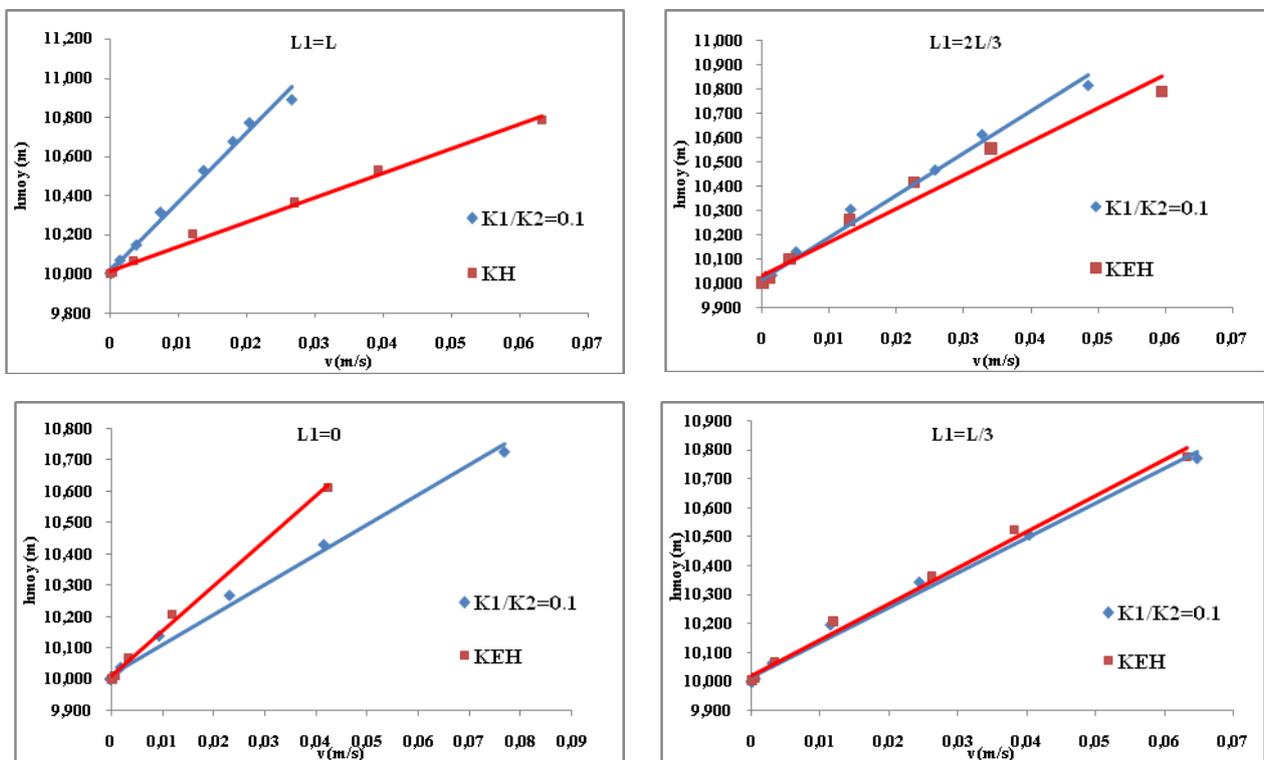


Figure 5- 16: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K1/K2=0.1$)

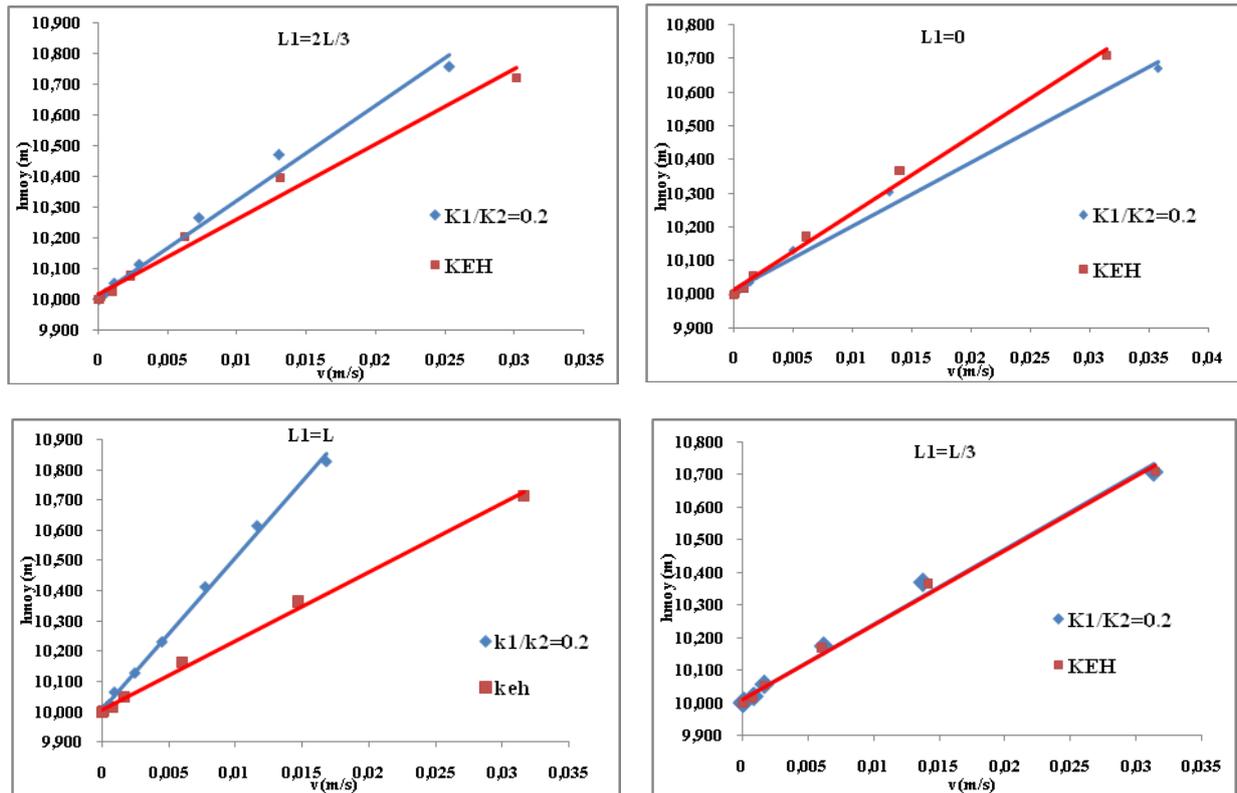


Figure 5- 17: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène anisotrope ($K1/K2=0.2$)

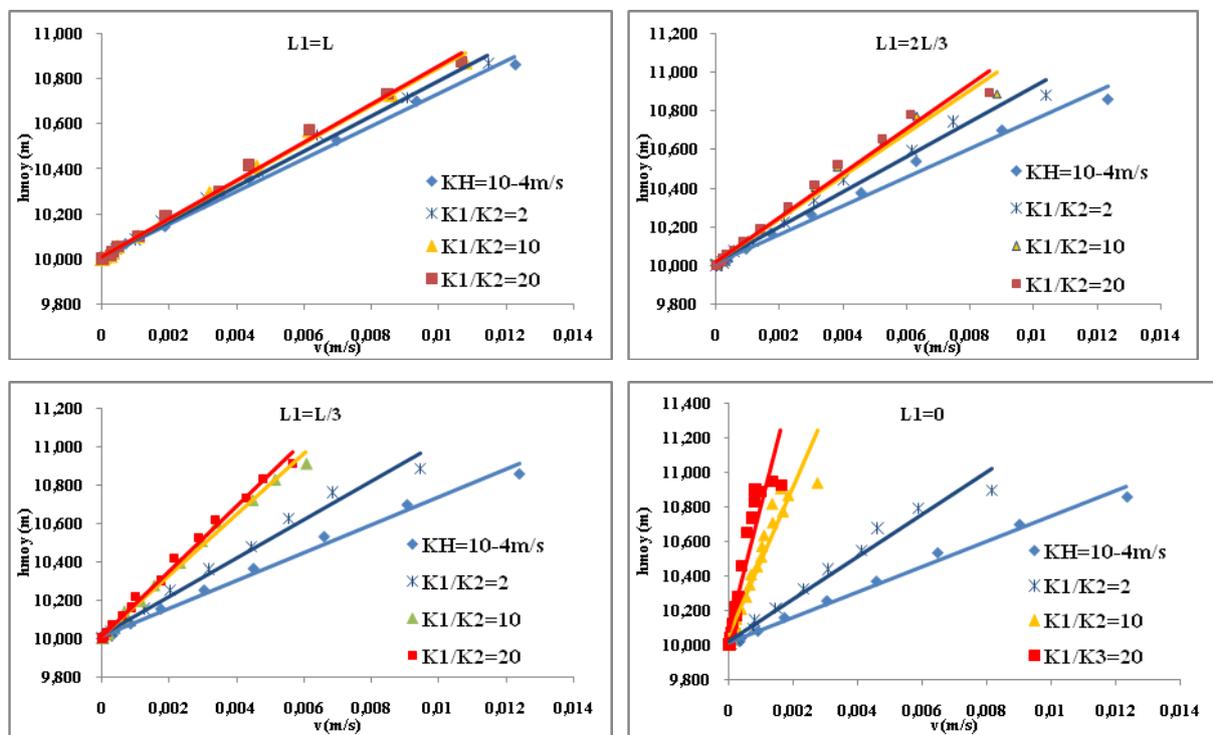


Figure 5- 18: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate supérieure ($K1>K2$)

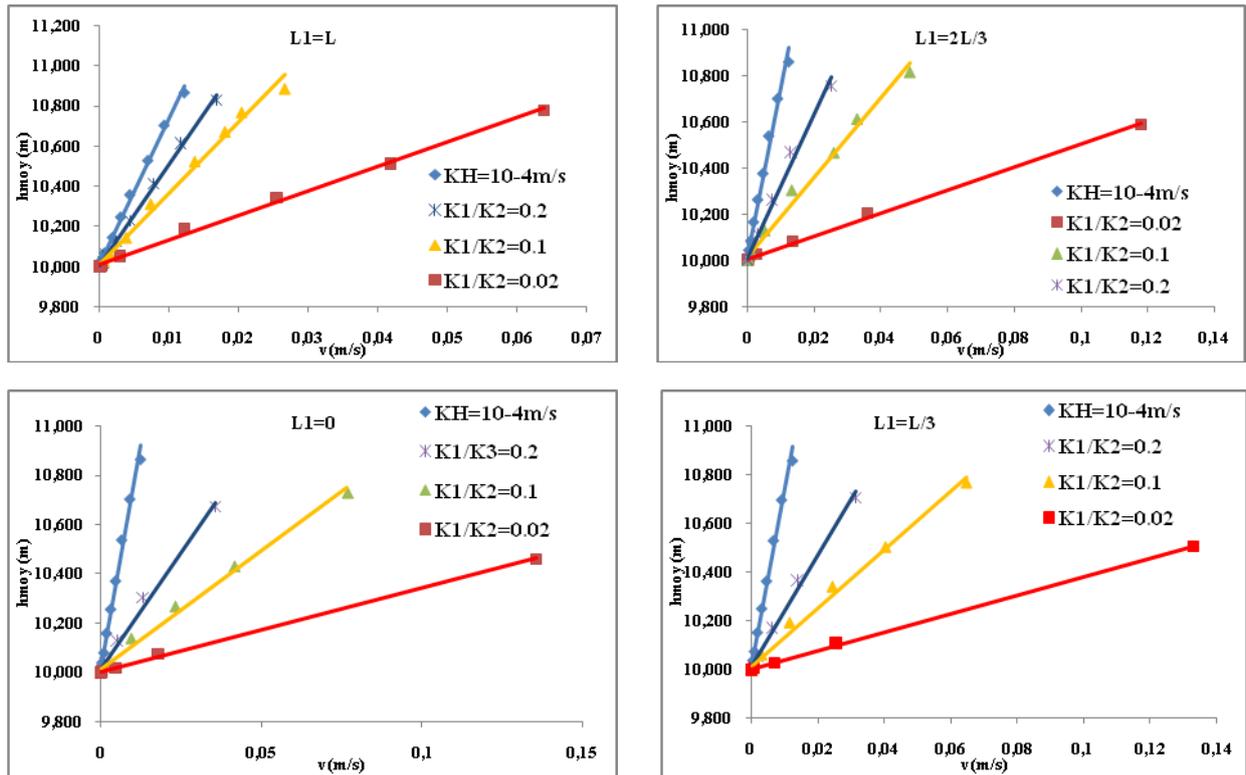


Figure 5- 19: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate supérieure ($K_1 < K_2$)

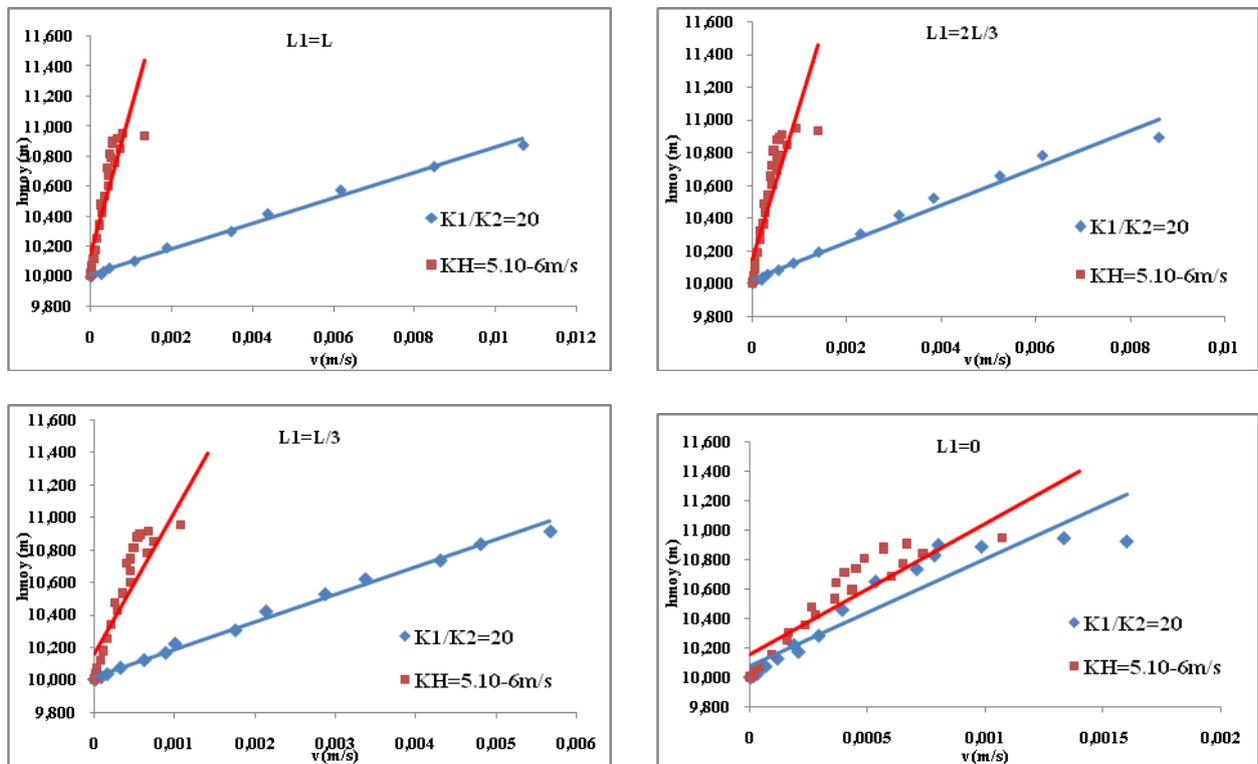


Figure 5- 20: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=20$)

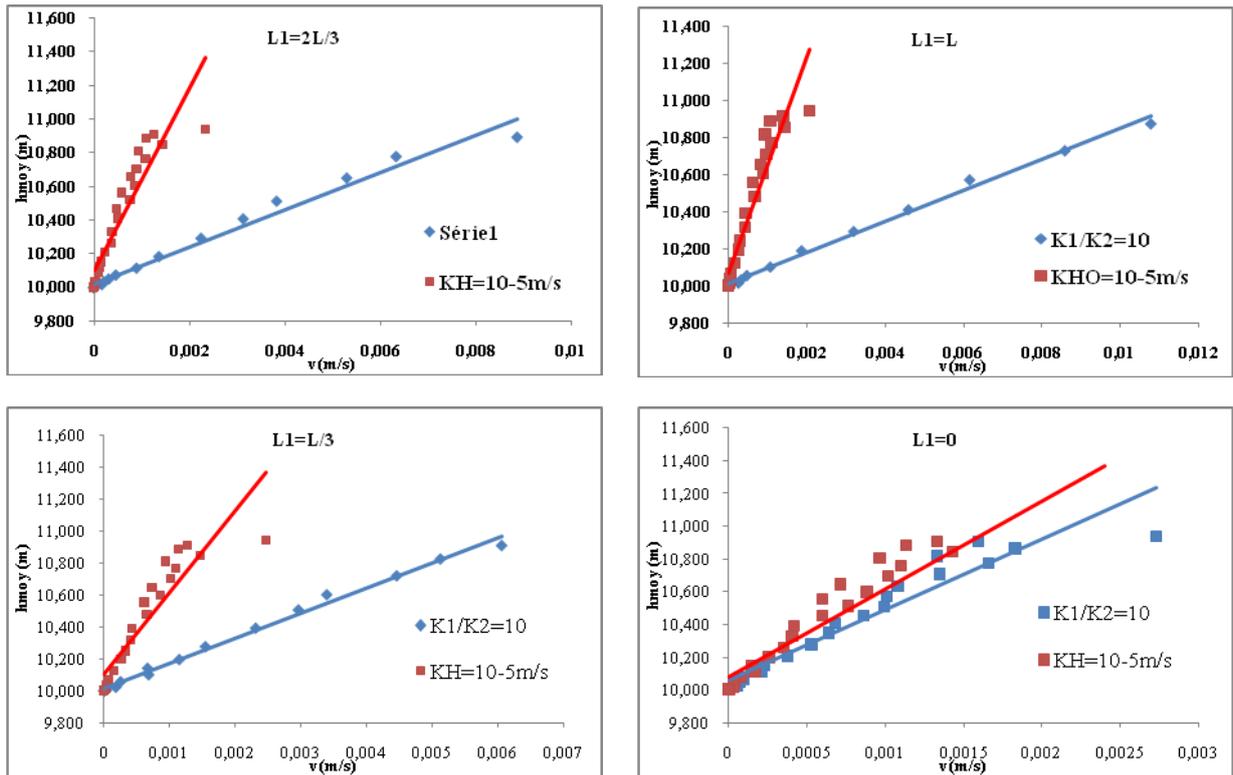


Figure 5- 21: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparer avec celle du modèle équivalente homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=10$)

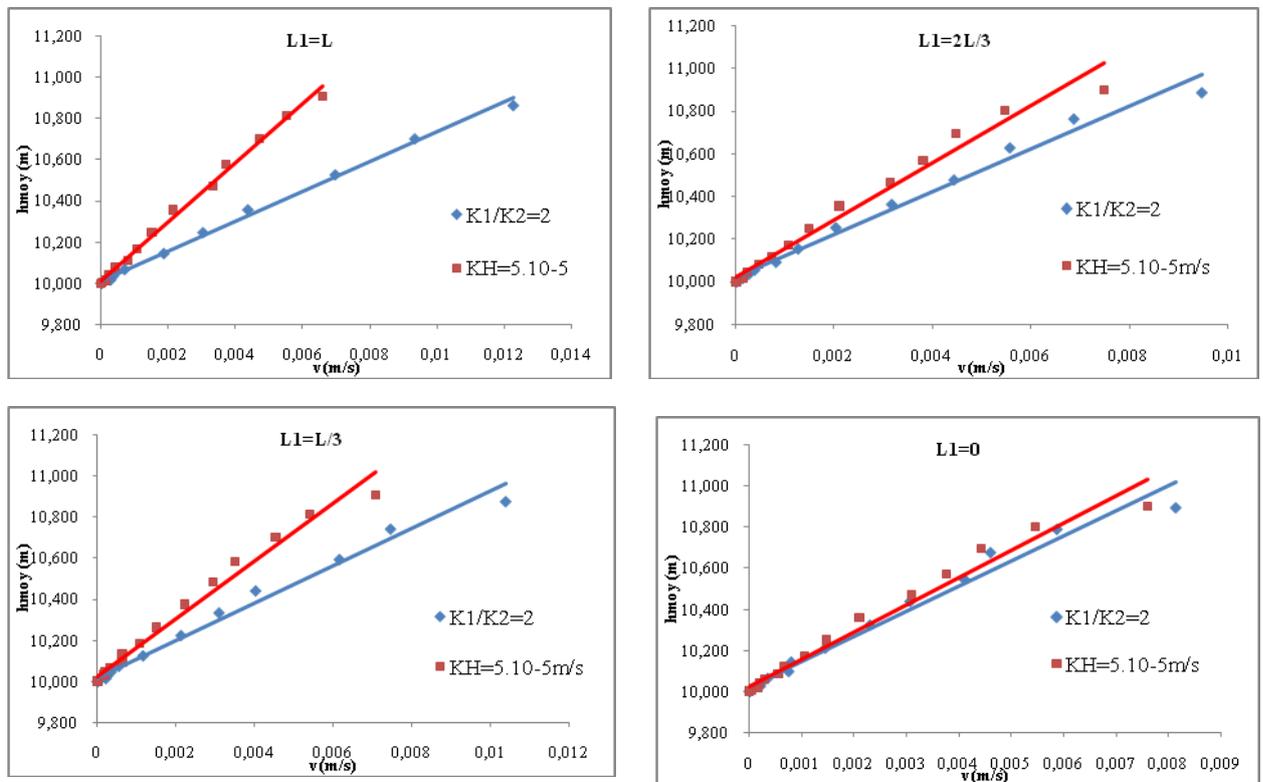


Figure 5- 22: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K_1/K_2=2$)

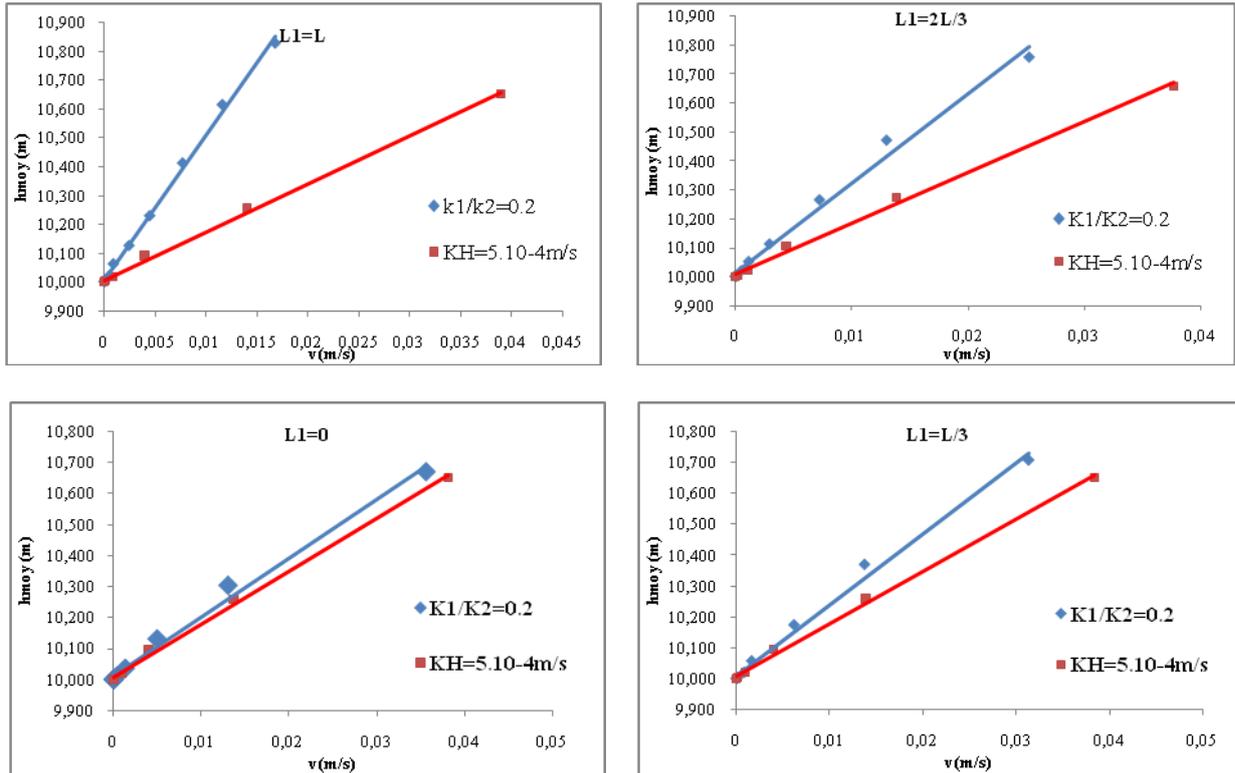


Figure 5- 23: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec celle du modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K1/K2=0.2$)

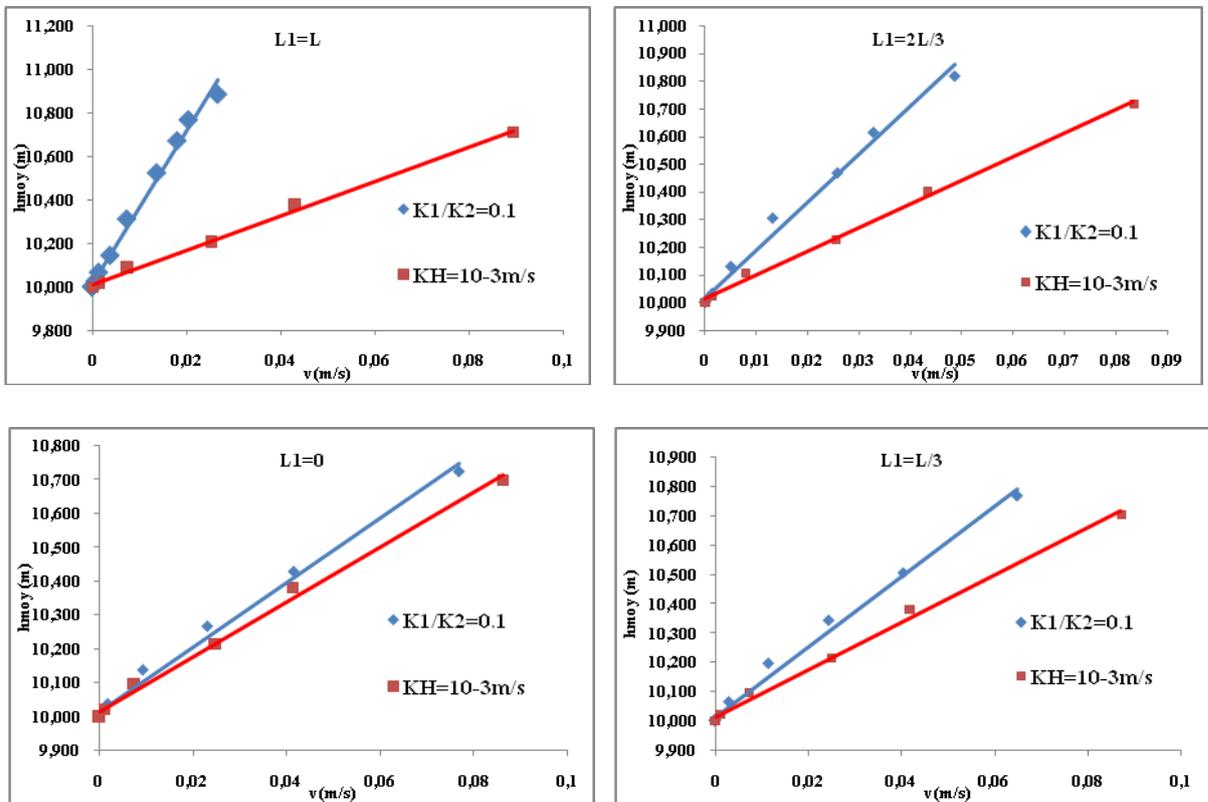


Figure 5- 24: Influence de longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K1/K2=0.1$)

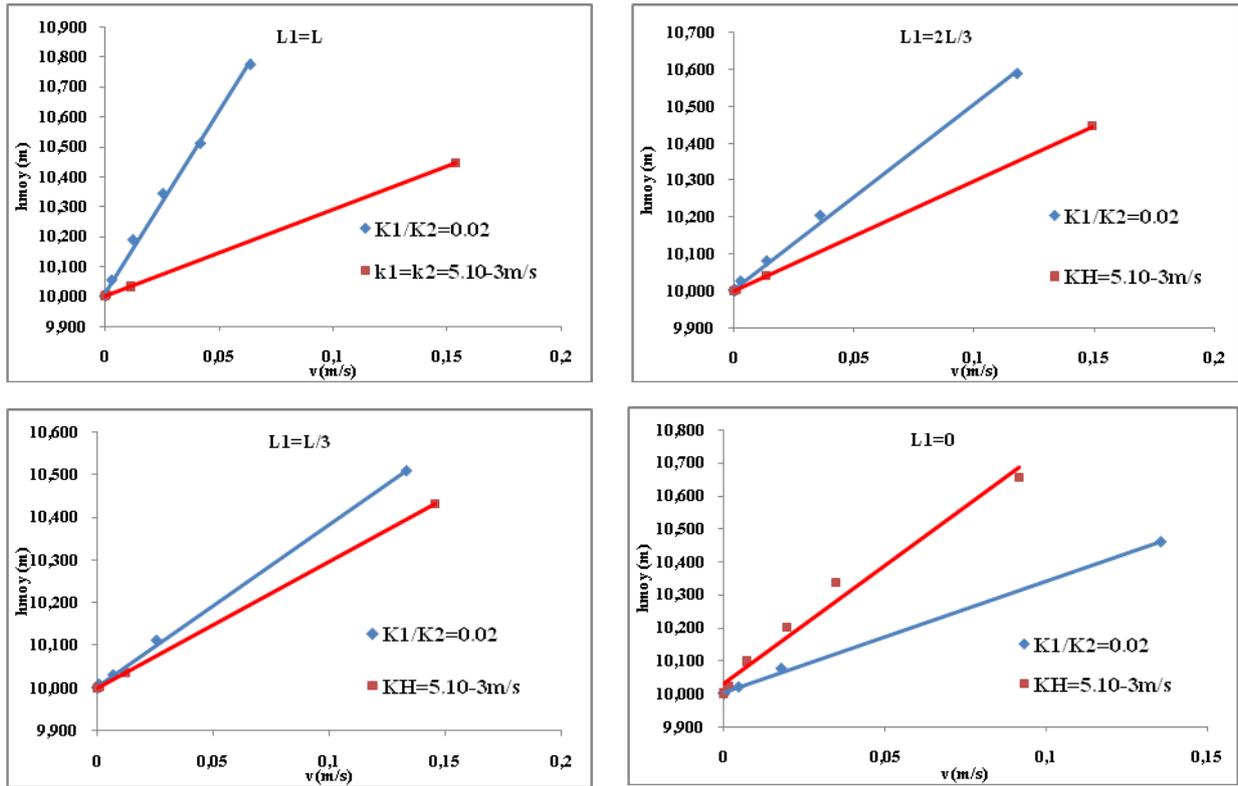
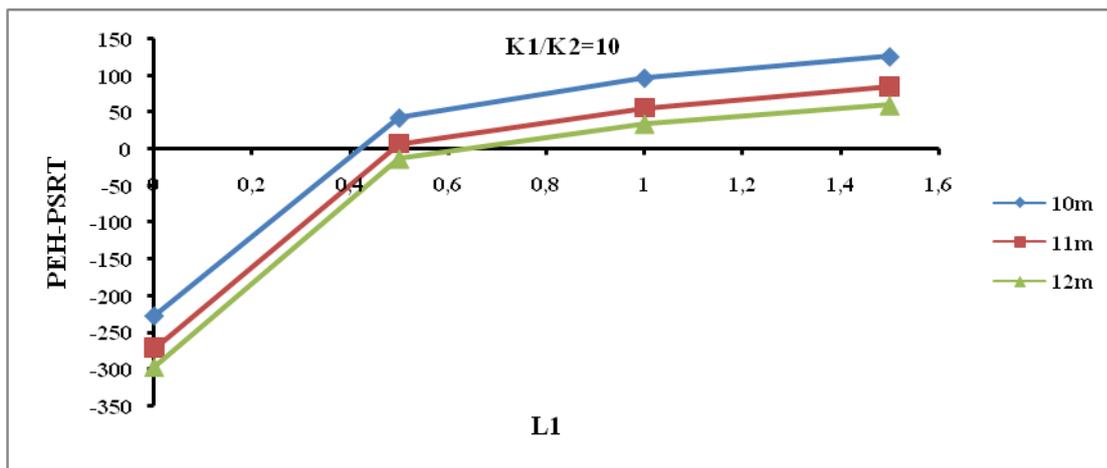
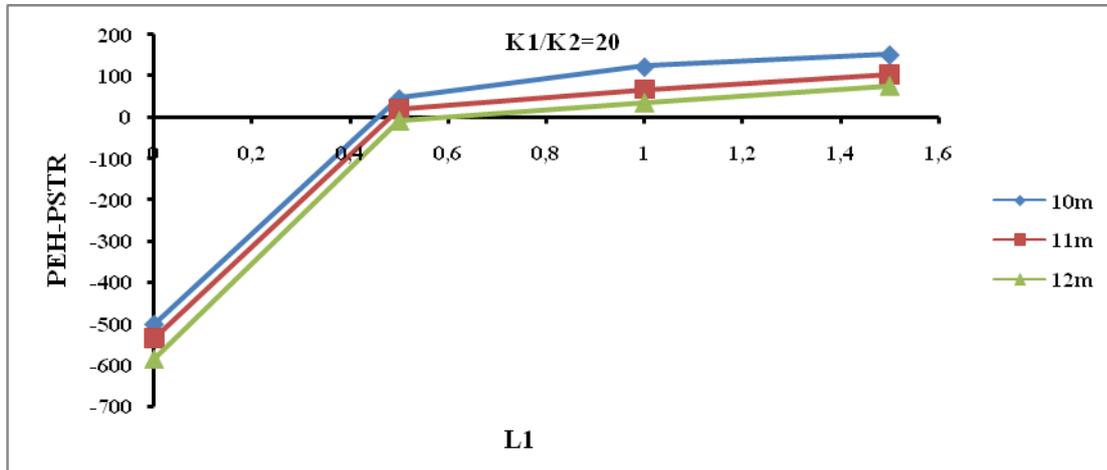


Figure 5- 25: Influence de la longueur de contact de la crépine avec les deux strates sur les courbes de vitesse et comparaison avec le modèle équivalent homogène de la strate inférieure ($K1/K2=0.02$)

a)



b)



c)

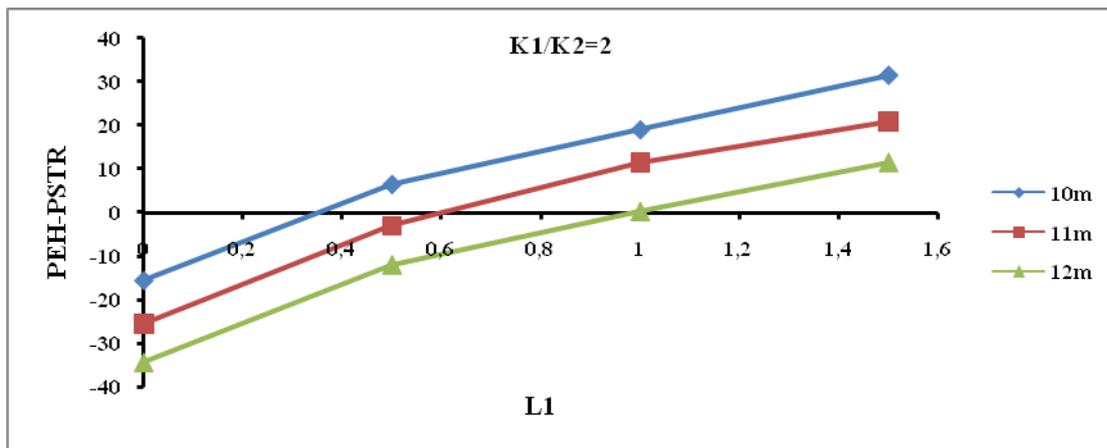
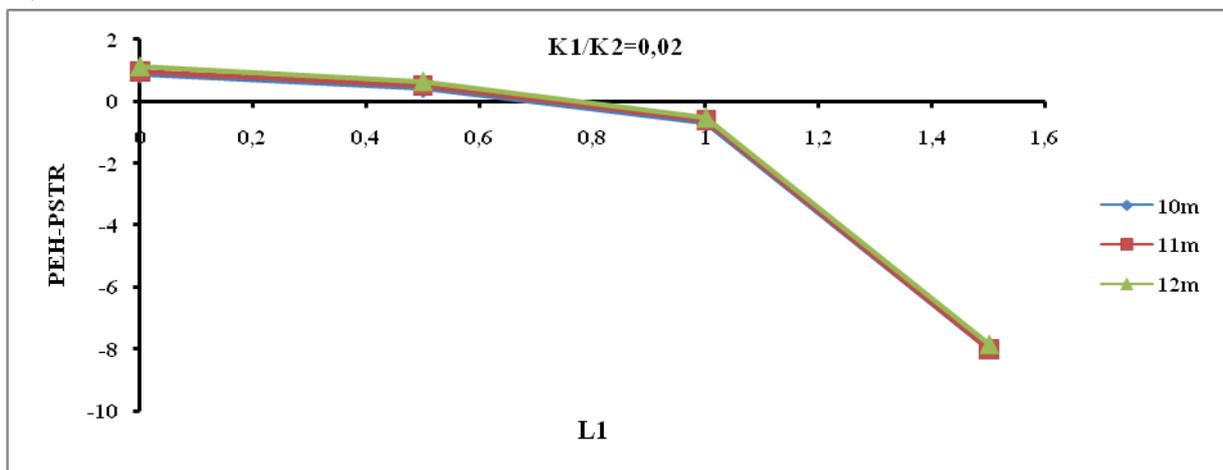
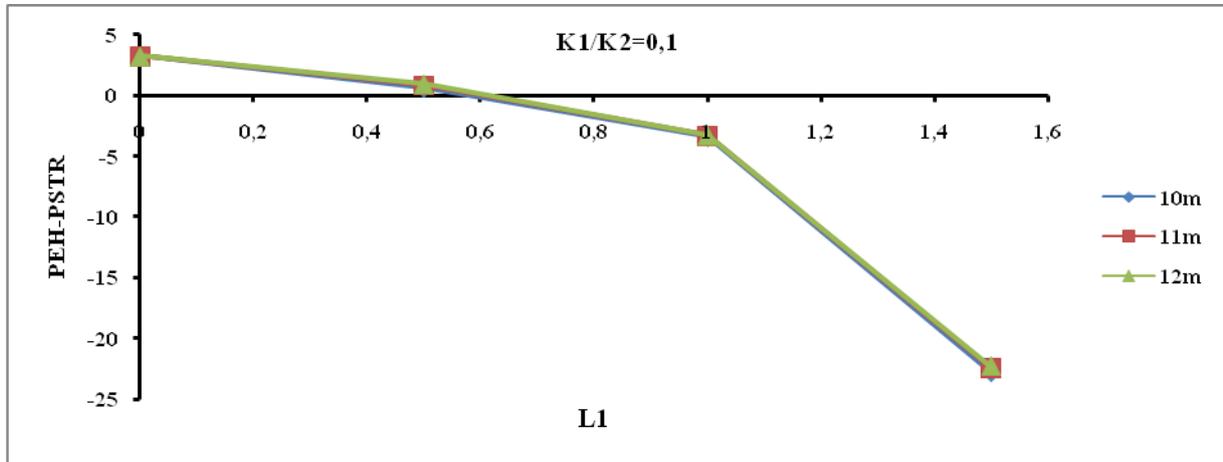


Figure 5- 26: l'écart entre la pente de la courbe de vitesse de modèle équivalent homogène (PEH) et la pente de la courbe de vitesse de modèle stratifié (PSTR)
 a) modèle 1.1; b) modèle 1.2; C) modèle 1.3

a)



b)



c)

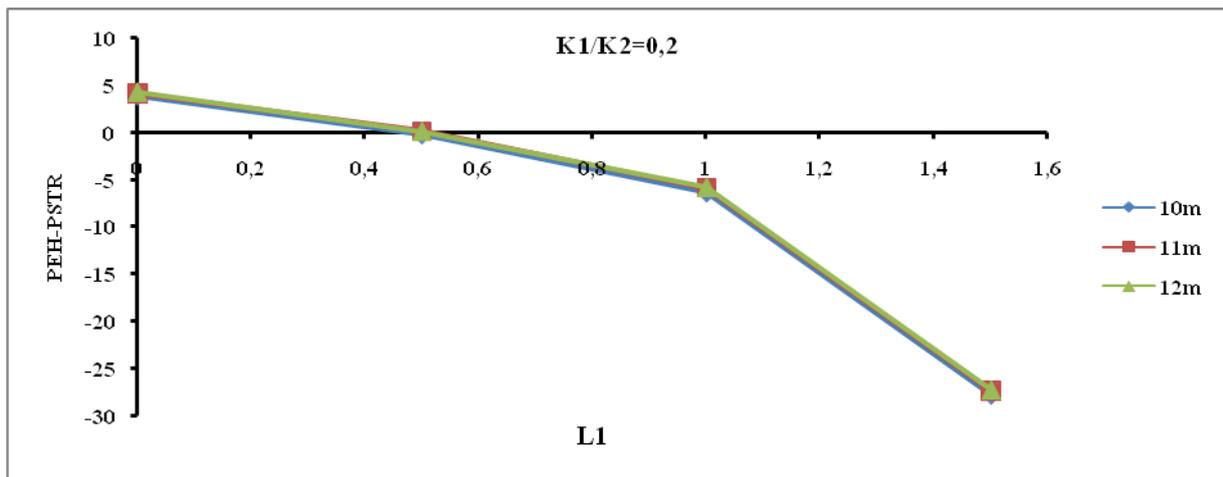


Figure 5- 27: l'écart entre la pente de la courbe de vitesse de modèle équivalent homogène (PEH) et la pente de la courbe de vitesse de modèle stratifié (PSTR)
 a) modèle 2.1 ; b) modèle 2.2 ; c) modèle 2.3

Conclusion générale

La détermination fiable de la perméabilité en place (In Situ) du sol est d'une grande importance pour les études et travaux géotechniques, les études hydrogéologiques classiques et pour les études et travaux relevant de l'hydro-géo-environnement.

Il existe deux types d'essais de la perméabilité In-Situ : l'essai à charge constante et l'essai à charge variable.

L'essai à charge variable a été retenu dans la présente étude. L'essai a été simulé numériquement à l'aide de la méthode des éléments finis. L'influence de l'hétérogénéité sur les résultats de l'essai à niveau (charge) variable détermination de la perméabilité (charge variable), à travers la comparaison des méthodes d'interprétation dites classiques, et un modèle numérique basé sur les éléments finis avec le logiciel SEEP/w. la simulation de cette essai nous indique que les courbes de vitesse du modèle homogène isotrope ,anisotrope et hétérogène n'ont pas de mêmes pente. Donc le calcul de la perméabilité est sous estimé.

Les résultats obtenus peuvent être regroupés en deux parties distinctes :

1. Pour le cas homogène isotrope et le cas homogène anisotrope, il a été trouvé que les différentes méthodes de calcul du coefficient de forme C ne donnent pas les mêmes résultats que pour la modélisation numérique et cela aussi bien pour :
 - a. Le cas homogène isotrope où les valeurs présentent des écarts moyens de l'ordre de 16% pour des valeurs L/D faibles, puis les résultats convergent pour des valeurs L/D grand avec la formule de Bouwer et Rice mais reste divergeant avec la formule de Hvorslev.
 - b. Pour le cas homogène anisotrope : les remarques sont identiques à celles du cas précédent en plus il est remarqué que l'anisotropie a une influence directe sur la valeur de coefficient de forme est donc sur la perméabilité. Le coefficient de forme varie en fonction de l'anisotropie puis il converge avec l'augmentation de l'anisotropie.

2. Nous avons ensuite entamé l'étude proprement dite de l'influence de l'hétérogénéité sur la détermination de la perméabilité. Les résultats obtenus peuvent être résumés aux points suivants:

Conclusion Générale

- a. La perméabilité de la strate inférieure a une influence sur la réponse de la charge injectée, cette influence est importante dans le cas où la strate inférieure est plus perméable que la strate supérieure qui peut donner des erreurs de l'ordre de 80% dans le cas où la crépine est en contact direct avec cette strate. Il est donc recommandé, d'installer la zone d'injection tel que le bout soit au moins distant de 2.0 m de la couche inférieure. Dans ce cas, les données de l'essai ne seront pas influencées par la couche inférieure et tout se passe comme si le milieu était une couche. Un résultat important et intéressant pour la pratique de cet essai est que pour mesurer la perméabilité de la strate supérieure il est possible d'utiliser le coefficient de forme du cas homogène si le bout de zone d'injection est à 2 m au moins de la couche inférieure

- b. On observe que dans le cas où la crépine est en chevauchement entre les deux strates la mesure de la perméabilité de la strate supérieure ou inférieure est sous estimée si on utilise les méthodes simplifiées

- c. On observe que pour le calcul de la perméabilité équivalente, la crépine devra être obligatoirement mise entre les deux strates (en chevauchement). La longueur de contact de la crépine est variable : si $K_1 < K_2$, la longueur de contact ne varie pas quelque soit l'épaisseur de la crépine, seul le rapport de perméabilité a une influence ; mais si $K_1 > K_2$ alors la longueur de contact est liée à l'épaisseur de la crépine et au rapport de perméabilité

BIBLIOGRAPHIE :

Barcelona, M.J ., Gibb, J.P ., Helfrich, J. A ., et Garske, E. E.1985. Practical Guide for Groundwater. Illinois State Water Survey Contract Report 374

Bear, J., 1979, Hydraulics of groundwater: New York, McGraw-Hill Book Company, 569 p.

Bell, F.G.,et Hamilli.L. 1986 .Groundwater ressource développement, butterworths.344p

Bouwer, H., et Rice, R.C. 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. Water Resources Research, 12(3): 423-428.

Bouwer, H. 1989. Bouwer and Rice slug test - an update. Ground Water, 27: 304-309.

Butler, Jr. J.J., Healey, J.M., Zheng, L., McCall, W., et Schulmeister,M.K.1999. Hydrostratigraphic characterization of unconsolidated alluvium with direct-push sensor technology (abstract), GSA 1999 Annual Meeting Abstracts with Program, 31(7),: A350.

Bureau of Reclamation .2001. The Engineering Geology Field Manual, second edition, U.S. Department of the Interior ,463p

Butler. Jr. J.J., Dietrich, P., Wittig, V., et Christy, T. 2007. Characterizing hydraulic conductivity with the direct-push permeameter. Ground Water, 45(4): 409-419.

Butler. Jr. J.J. 2005 Hydrogeological methods for determination of spatial variation in hydraulic conductivity Springer : 23-58

Cal/EPA. 1995. Aquifer testing for hydrogeologic characterization, California EPA, department of toxic substances control,36p.

CAN/BNQ.1988. Soils – Determination of permeability at the end of a casing. Canadian Standards Association and Bureau de normalisation du Québec, CAN/BNQ 2501-130-M88.

CAN/BNQ. 1988. Soils — determination of permeability by the Lefranc method. Canadian Standards Association and Bureau de normalisation du Québec, CAN/BNQ 2501-135-M88.

Cardenas, M.B., et Zlotnik, V.A. 2003. A simple constant-head injection test for streambed hydraulic conductivity estimation. Ground Water, 41(5): 867-871

Cardenas, M.B., et Zlotnik, V.A. 2003. Three-dimensional model of modern channel bend deposits. WATER RESOURCES RESEARCH, 39(6), 1141.

Cassan, M . 2005, Aide mémoire d'hydraulique souterraine ; presses pontes et chaussés.
193p

Cassan, M. 2005, les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols, presses pontes et chaussés. 568p

Cassan, M. 2000. Application des essais Lefranc à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères. *Revue Française de Géotechnique*, 90: 25-43.

Castany, G. 1982. Principe et méthodes de l'hydrogéologie. Dunod université .238p

Chakrabarty, C., et Enachescu, C. 1997. Using the deconvolution approach for slug tests analysis: Theory and application. *Ground Water*, 35(5): 797-806.

Chapuis, R.P. 1989. Shape-factors for permeability tests in boreholes and piezometers. *Ground Water*, 27(5): 647-654.

Chapuis, R.P. 1999. Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les Publications du Québec, Sainte-Foy, Qc, 156p

Chapuis, R.P. 2005. Numerical modeling of rising-head permeability tests in monitoring wells after lowering the water level down to the screen. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4): 705-715.

Chapuis, R.P. 2009. Variable head permeability tests in monitoring wells :comparing the shape factor defined by bouwer and rice (1976) to the shape factor given by hvorslev (1951). *Geotechnical News* 27(1): 41-43.

Chapuis, R.P. 2009. Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage. *Computer and geotechnics* 36 :895-901.

Chapuis, R.P., et Chenaf, D. 2002. Slug tests in a confined aquifer: Experimental results in large soil tank and numerical modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1): 14-21.

Chapuis, R.P., et Chenaf, D. 2003. Variable-head field permeability tests in driven casings: Physical and numerical modeling. *Geotechnical Testing Journal*, 26(3): 245-256

Chapuis, R.P., et Sabourin, L. 1989. Effects of installation of piezometers and wells on groundwater characteristics and measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4): 604-613.

Chapuis, R.P., Paré, J.J., et Lavallée, J.G. 1981. Essais de perméabilité à niveau variable. In Proc., 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 15–19 June 1981, A.A. Balkema, Rotterdam, 1: 401–406.

Chenaf, D. 1997. Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifère. Thèse de doctorat, université de Montréal, Ecole Polytechnique, 335 p.

Cheng, C., et Xunhong, C. 2007. Evaluation of methods for determination of hydraulic properties in an aquifer–aquitard system hydrologically connected to a river ; *springer Hydrogéologie Journal* 15: 669–678

Cheong, J.Y., Hamm, S.Y., et Yang J. Ko K., et J.H. Lee; 2008. Estimating hydraulic conductivity using grain-size analyses, aquifer tests, and numerical modeling in a riverside alluvial system in South Korea *Hydrogeology Journal* 16: 1129–1143

Chiasson, P. 2005. Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal*, 42: 79-90.

Chirlin, G.R. 1989. A critique of the Hvorslev method for slug test analysis: the fully penetrating well. *Ground Water Monitoring Review*, 9(2): 130-138.

Chossat, J.C. 2005. La mesure de la conductivité hydraulique dans les sols, choix des méthodes, lavoisier. 720p

Cooper, H.H. Jr., Bredehoeft, J.D., et Papadopoulos, I.S. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous change of water. *Water Resources Research*, 3(1): 263-269.

De Marsily G. 1981. *Hydrogéologie quantitative*, Masson, Paris, 215 p

Delleur, J. W. 2007. *The Handbook of groundwater engineering* ; Jacques W. Delleur. 2nd ed.

Elrick, D.E., Reynolds, W.D., et Tan, K.A. 1989. Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analyses. *Ground Water Monitoring Review*, 9: 184-193.

Ferris, J.G., Knowles, D.B., Brown, R.H., et Stallman, R.W. 1962. Theory of aquifer tests. U.S. Geological Survey. water supply paper 1536-E ,69-174

Freeze, R.A., et Cherry, J.A. (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs. 604p

Geo-Slope (2003). *Seep/W for finite element seepage analysis, User's guide, version 5*. Geo-Slope International, Calgary

Heath, R.C. 1983. Basic ground-water hydrology: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220, 86 p

Hayashi, K., Ito, T., et Abé, H. 1987. A new method for the determination of in situ hydraulic properties by pressure pulse tests and application to the Higashi Hamichantai geothermal field. *Journal of Geophysical Research*, 92(B9): 9168-9174.

Halford K.J., et Kuniandy, E. L ; 2002. Documentation of Spreadsheets for The analyse of Aquifer test and Slug Test Data, U.S. Geological Survey Open-File Report 02-197

Houston, N.A., et Braun, C.L., 2004. Analyses and estimates of hydraulic conductivity from slug tests in alluvial aquifer underlying Air Force Plant 4 and Naval Air Station-Joint Reserve Base Carswell Field, Fort Worth, Texas: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2004–5225, 22 p.

Hvilshøj, S., Jensen, K.H., Barlebo, H.C., et Madsen, B. 1999. Analysis of pumping tests of partially penetrating wells in an unconfined aquifer using inverse numerical optimization. *Hydrogeology Journal* 7:365–379

Hvorslev, M.J. 1951. Time-lag and soil permeability in ground-water observations. Bulletin 36, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Hyder, Z., et Butler, Jr. J.J. 1995. Slug tests in unconfined formations: An assessment of the Bouwer and Rice technique. *Ground Water*, 33(1): 16-22.

Isam, S., et Roland, G. 2005. Reconnaissance des terrains in situ. *Lavoisiers*. p194

Jacob, C.E. 1950. Flow of ground water. In *Engineering Hydraulics*. Pm. of the 4th. Hydraulic Conference, John Wiley & Sons, New York, N.Y: 321-386.

Jones, L. 1993. A comparison of pumping and slug tests for estimating the hydraulic conductivity of unweathered Wisconsin age till in Iowa. *Ground Water*, 31(6): 896-904.

Kruseman, G.P., and De Ridder, N.A. DE. 2000. “Analyse and Evaluation of Pumping test Data” International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands, 373p

Lafhaj, Z., et Sharhour, I. 2000. Use of the boundary element method for the analysis of permeability tests in boreholes. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 24(9): 695-698.

Lafhaj, Z., et Sharhour, I. 2000. Analyse of borehole water tests in stratified and anisotropic soils. *Journal of Mechanics Research Communications*, 27(1): 87-94

Lafhaj, Z., et Sharhour, I. 2000. Use the electric analogy for the determination of the shape factor in complex soil conditions. *International Journal of Physical Modeling Geotechnics* 4:39-44.

Lafhaj, Z., et Sharhour, I. 2007. Use of water borehole tests for the determination of the permeability of anisotropic soils. *Computers and Geotechnics*, 34: 57-59.

Liu, G., Bohling, G.C., et Butler Jr. J.J. 2008. Simulation assessment of the direct-push permeameter for characterizing vertical variations in hydraulic conductivity. *Water Resources Research*, 44 W02432.

Lowry, W., Mason, N., Chipman, V., Kisiel, K., et Stockton, J. 1999. In-situ permeability measurements with direct push techniques: Phase II Topical Report, SEASF-TR-98-207 Rept. to DOE Federal Energy Tech. Center.

McElwee, C.D., et Zemansky, G.M. 2005. Effect of a mobile fine fraction on slug test results. *Natural Resources Research*, 14(1): 31-37

Magnan, J.P. 1999. L'eau dans le sol. *Technique de l'ingénieur* C212

Marechal.J.C., Zaidi.F.K.,et Dewandel.B. Analysis of aquifer parameters from different hydraulic tests and their scale effect. Springer Netherlands Chap. 8: 112-122

Meyer W. 1962. Use of a neutron moisture probe to determine the storage coefficient of an unconfined aquifer: US Geol Surv Prof Paper 450-E: 174–176.

Neville, C.J., et Markle. J.M. 2000. Interpretation of constant-head tests: Rigorous and approximate analyses. Proc., 1st IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conf., Montreal: 359-366.

Ohio Epa . 2006. Technical guidance for ground water investigations,chapter 4 pumping and slug test ; Ohio Environmental Protection Agency.

Reddy, K.R., Zhou, J., et Davis, J. 1998. In-Situ Hydraulic Conductivity of Highly Permeable Soils Using Slug Tests, Indian Geotechnical Journal,.28(4): 315-338.

Ross, H.C., et McElwee, C.D. 2007. Multi-level slug tests to measure 3-D hydraulic conductivity distributions. Natural Resources Research, 16(1): 67-79

Rovey, C.W. II. 1998. Digital simulation of the scale effect in hydraulic conductivity. Hydrogeology, 6(2): 216-225.

Rupp, D.E., Selker, J.S., et Simunek, J. 2001. A modification to the Bouwer and Rice method of slug-tests analysis for large diameter, hand-dug wells. Ground Water, 39(2): 308-314

Schneebeli, G.1978. hydraulique souterraine .Eyrolls editeur paris.362p

Sellwood, S.M., Healey, J.M., Birk, S., et Butler, Jr. J.J. 2005. Direct-push hydrostratigraphic profiling: Coupling electrical logging and slug tests. Ground Water, 43(1): 19-29.

Stanford, K.L., et McElwee, C.D. 2000. Analyzing slug tests in wells screened across the water table: A field assessment. Natural Resources Research, 9(2): 111-124.

Seo, H.H., et Choe, J. 2001. Numerical simulations for effects of anisotropy and heterogeneity on well responses to slug tests. Environmental Geology, 40: 1066-1074.

Tindall, J. A., Kunkell, J. R., et Anderson, D. E. 1999. unsaturated zone hydrology for scientists and engineers; prentice hall. 621p.

Todd, D.K. (1980). Groundwater Hydrology. 2nd edition. John Wiley & Sons, New York, N.Y, 539 p.

US EPA. 1994. slug test. US Environmental protection Agency.

UTTU.1999.aquifer testing methode. Underground Tank Technology Update **13(1)**

Van Der Kamp, G. 2001. Methods for determining in situ the hydraulic conductivity of shallow aquitards - a review. *Hydrogeology Journal*, 9: 5-16.

Venkatramaiah.C.; 2006. Geotechnique ingeneering . New Age International publishers; 3ed.926p.

Wachter, B. McElwee,C.D., et Devlin,R .2008 “ Hydraulic Tomography and High-Resolution Slug Testing to Determine Hydraulic Conductivity Distributions – Year4”
Kansas Geological Survey Open-File Report no. 2008-23

Weight.W.D., et Sondergger .2001.Manuel of applied field hydrogeology ;the McGraw-Hill company.751p

Yang, S.Y., et Yeh, H,D. 2007. On the solutions of modeling a slug test performed in a two-zone confined aquifer. *Hydrogeology Journal*, 15: 297-305.

Zlotnik, V. 1994. Interpretation of slug and packer tests in anisotropic aquifers. *Ground Water*, 32(5): 761-766.

Zhan, X., et Butler Jr.J.J..2006. KGS-High K: A Fortran 90 program for simulation of hydraulic tests in highly permeable aquifers. *Computers & Geosciences* 32 :704–707