

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département Hydraulique

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master

Étude par modèles physiques de l'influence de la position de la zone d'injection sur l'essai du choc hydraulique dans un aquifère à nappe libre.

Réalisé par : Zahia MAKKEB

Ingénieur d'État en Hydraulique, diplômé de l'ENP (Alger)

Sous la direction de Mme. CHENAF Prof. au RMC (Canada)

Présenté et soutenu publiquement le 15/10/2016, devant le Jury composé du :

Président :	Mr. BERMAD	Professeur à l'ENP (Alger)
Promotrice :	Mme. CHENAF	Professeur au RMC (Canada)
Examineurs :	Mr. LEFKIR	Maitre de conf à l'ENSTP (Alger)
	Mr. BOUKHEMACHA	Docteur à l'ENP (Alger)

ENP 2016

Dédicaces

A la mémoire de mon père.

Remerciements

Je tiens sincèrement à exprimer ici toute ma reconnaissance aux nombreuses personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Je tiens à remercier sincèrement ma directrice d'étude Madame Djaouida Chenaf qui m'a apporté son soutien et de nombreux conseils durant toutes les étapes de ce projet.

Mes remerciements vont aussi aux étudiants et au personnel du laboratoire d'hydrogéologie et d'environnement du département de génie civil de la Royal Military college, Canada qui ont su m'aider et me guider pour les parties expérimentales du projet. Je pense plus particulièrement à Afaf Moumin, Kristine Mattson et Adam Wattson.

J'exprime ma profonde reconnaissance à tous les membres du Jury pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de lire et examiner mon travail.

Mes gratitudes vont aussi à tous mes enseignants et enseignantes, pour leurs disponibilités et leurs sacrifices, durant tous mon cursus d'études et pour tout le savoir qu'ils m'ont fidèlement transmis.

Enfin j'aimerais remercier les personnes qui m'ont aidée et encouragée dans mes démarches pour réaliser un échange étudiant durant ma maîtrise. Il s'agit plus particulièrement de ma directrice de recherche, Madame Djaouida Chenaf et le Directeur du département de génie civil Monsieur Ttreault au Royal Military College, Canada, Merci de m'avoir accueillie au laboratoire, de m'avoir donné la chance de participer à ce projet et de m'avoir fait confiance. Je tiens aussi à remercier Monsieur Kettab de l'École Nationale Polytechnique (Alger), qui m'a aidé à obtenir cet échange en me mettant en contact avec ma directrice de recherche.

Au titre personnel, je remercie toute ma famille, pour leurs soutiens morale et financier pour mener à bien ce projet.

ملخص

دراسة تدفق المياه الجوفية تحت الظروف الميدانية هي غالبا ما تكون صعبة للغاية، خاصة بسبب عدم تجانس كبير في كثير من الأحيان بين طبقات المياه الجوفية. الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير الموضع على منطقة الضخ بحيث الطول والارتفاع وثابتين في نظام من طبقتين وذلك من أجل تحديد النفاذية الهيدروليكية لطبقة المياه الجوفية غير محصورة ذات النوع الرملي. وقد وضعت نماذج طبيعية، وأجريت عدة اختبارات التصادم الهيدروليكية مع مختلف سبائك لقياس النفاذية الهيدروليكية لطبقة المياه الجوفية باستخدام أسلوب Bouwer و Rice وأخيرا تحديد افضل وضعية في المصفاة داخل طبقة المياه الجوفية.

كلمات البحث: سبيكة اختبار، صدمة الهيدروليكية، والنفاذية، والنموذج المادي، وطريقة Bouwer و Rice طبقات المياه الجوفية الرملية غير محصورة.

Summary.

The study of groundwater flow under field conditions is often very difficult, especially because of the significant heterogeneity of aquifers. The objective of this work is to study the influence of the position of the level of the injection zone whose height and elevation are kept constant in a two-layer system, in order to determine the hydraulic conductivity of the unconfined sandy aquifer. Physical models have been developed and several hydraulic slug tests with various slugs have been conducted to measure the hydraulic conductivity of the aquifer using the test interpretation method of Bouwer and Rice and to set the favorable position of the well screen within the 'aquifer.

Keywords: Slug test, hydraulic conductivity, physical model, method Bouwer and Rice, sandy unconfined aquifer.

Résumé.

L'étude des écoulements souterrains en conditions de terrain est souvent très difficile, notamment en raison de l'hétérogénéité, souvent importante, des formations aquifères. L'objectif de ce mémoire est d'étudier l'influence de la position du niveau de la zone d'injection dont la hauteur et l'élévation sont maintenues constantes dans un système bicouche, dans le but de déterminer la conductivité hydraulique de l'aquifère à nappe libre de type sableux. Des modèles physiques ont été élaborés et plusieurs essais de choc hydraulique avec différents slug ont été effectués afin de mesurer la conductivité hydraulique de l'aquifère en utilisant la méthode de Bouwer and Rice et de définir finalement la position favorable de la crépine au sein de l'aquifère.

Mots clés : Choc hydraulique, conductivité hydraulique, modèle physique, méthode de Bouwer and Rice, aquifère sableux à nappe libre.

Table des matières

Liste des tableaux.	
Liste des figures.	
Introduction générale-----	9
Chapitre I :-----	10
Notions sur la conductivité hydraulique-----	10
I.1. Définitions de base -----	11
I.1.1. Aquifère, Aquitard, Aquiclude-----	11
I.1.2. Types d'Aquifères -----	11
I.1.3. Paramètres des Aquifères -----	11
I.2. Principe d'écoulement -----	13
I.2.1. Charge hydraulique -----	13
I.2.2. Loi de Darcy -----	14
I.2.3. Limite de validité de la loi de Darcy -----	14
I.3. Homogénéité et isotropie -----	15
Chapitre II :-----	17
Estimation et mesure de la conductivité hydraulique et méthodes d'interprétations -----	17
II.1. Estimation et mesure de la conductivité hydraulique.-----	18
II.1.1. Méthodes de prédiction -----	18
II.1.2. Méthodes expérimentales : -----	19
II.1.3. Essai de perméabilité sur le terrain. -----	21
II.2. Méthodes d'interprétation -----	22
II.2.1 Méthode de Hvorslev (1951)-----	22
II.2.2 Méthode de Cooper et al (1967) -----	24
II.2.3 Méthode de Bouwer and Rice-----	26
Chapitre III :-----	28
Analyses et interprétations des résultats expérimentaux -----	28
III.1. Processus expérimentale -----	29
III.1.1 Description des équipements : -----	29
III.1.2 Principe de l'essai expérimental -----	34
III.1.3 Dispositif expérimentale -----	34
III.1.4 Protocole expérimentale -----	35
III.2. Résultats et discussions -----	36
III.2.1. Analyses et interprétations -----	38
Chapitre IV :-----	56
Modélisation 3D des résultats expérimentaux par le logiciel SVOOffice 5-----	56
IV.1. Introduction-----	57
IV.2. Présentation du logiciel -----	57
IV.3. Les propriétés hydrauliques des sols partiellement saturés -----	58

IV.3.1.	La courbe caractéristique de rétention d'eau : -----	58
IV.3.2.	Modèles de courbes -----	59
IV.3.3.	Courbe de conductivité hydraulique-----	60
IV.3.4.	Détermination expérimentale de la courbe de rétention d'eau :-----	60
Conclusion générale-----		67
Références -----		68

Liste des tableaux.

Tableau 3. 1: Résultats de l'analyse granulométrique par tamiage.	33
Tableau 3. 2: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 1 et pour différents slug à 20°C	38
Tableau 3. 3: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 2 et pour différents slug à 20°C	40
Tableau 3. 4: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 3 et pour différents slug à 20°C	41
Tableau 3. 5: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C	42
Tableau 3. 6: Perméabilité de l'aquifère (cas 1) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C	44
Tableau 3. 7: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 1 et pour différents slug au rabattement à 20°C	45
Tableau 3. 8: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 2 et pour différents slug au rabattement à 20°C	46
Tableau 3. 9: Perméabilité de l'aquifère (cas 2) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C	47
Tableau 3. 10: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C	48
Tableau 3. 11: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 1 et pour différents slug au rabattement à 20°C	50
Tableau 3. 12: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 2 et pour différents slug au rabattement à 20°C	51
Tableau 3. 13: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C	52
Tableau 3. 14: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C	53

Liste des figures.

Figure 1. 1: Écoulement à travers un milieu poreux	14
Figure 1. 2: Perméabilité des sols stratifiés	16
Figure 2. 1: Mesure de la conductivité hydraulique par : (a) essai à charge constante, (b) essai à charge variable.....	20
Figure 2. 2: Schéma de principe de la méthode de Bouwer et Rice.....	26
Figure 2. 3: Paramètres adimensionnels A, B et C en fonction de L_e / r_w pour le calcul de $\ln (R_e / r_w)$	27
Figure 3. 1: Thermomètre utilisé lors des essais	29
Figure 3. 2: Crépines utilisées	30
Figure 3. 3: Les différents slug utilisés	30
Figure 3. 4: Capteurs piézométrique utilisés	31
Figure 3. 5: Éléments d'un système d'acquisition de données (DAQ)	32
Figure 3. 6: Types de sables utilisés ; (a) Sable A (b) Sable B	32
Figure 3. 7: La courbe granulométrique.....	33
Figure 3. 8: Répartition des grains ; (a) grains de différentes tailles (b) grains d'une seule taille.....	34
Figure 3. 9: Représentation schématique du montage expérimentale.....	35
Figure 3. 10: Photographie descriptive du dispositif expérimental (cas 1).....	36
Figure 3. 11: Photographie descriptive du 2ème cas.....	37
Figure 3. 12: Photographie descriptive du 3ème cas.....	37
Figure 3. 13: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 1) au rabattement.....	39
Figure 3. 14: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 cas 1 au rabattement.....	40
Figure 3. 15: Graphes de y vs t du slug test au Puits 3 (cas 1) au rabattement.....	41
Figure 3. 16: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 1) à la remontée	43
Figure 3. 17: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 1) à la remontée	44
Figure 3. 18: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 2) au rabattement	46
Figure 3. 19 : Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 2) au rabattement:	47
Figure 3. 20: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 2) à la remontée de l'eau	48
Figure 3. 21: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 2) à la remontée de l'eau	49
Figure 3. 22: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 3) au rabattement du niveau d'eau	50
Figure 3. 23: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 3) au rabattement du niveau d'eau	51
Figure 3. 24: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 3) à la remontée du niveau d'eau.....	52
Figure 3. 25: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 3) à la remontée du niveau d'eau.....	53
Figure 3. 26: Zone d'influence des différents slug au niveau de la crépine	54

Introduction générale

La détermination de la conductivité hydraulique d'un aquifère constitue un élément clé en hydrogéologie car ça permet une meilleure compréhension des écoulements des eaux souterraines. En effet, la conductivité hydraulique nous donne un excellent indice sur l'écoulement des eaux en milieu poreux.

Connaitre cette propriété avec précision ouvre la porte pour de nombreuses applications, parmi lesquels on peut citer la détermination des temps d'écoulement de l'eau souterraine essentielle pour définir le transport d'un contaminant dans un aquifère par exemple, mais elle permet aussi en hydrogéologie de déterminer le moyen approprié pour l'extraction de l'eau d'un réservoir aquifère.

Une évaluation exacte de la conductivité hydraulique est donc requise afin de garantir une bonne connaissance de la dynamique des eaux souterraines dans un aquifère avant d'entreprendre une éventuelle exploitation de cette ressource, mais aussi d'en assurer une protection adéquate

Pour s'y faire il existe plusieurs outils et méthodes permettant la détermination de la conductivité hydraulique ; des méthodes de prédiction, des méthodes expérimentales, ainsi que des méthodes in situ.

Chaque méthode a ses avantages et inconvénients. En pratique la variabilité naturelle des sols, les problèmes d'installation et de précision des équipements de mesures peuvent affecter considérablement la précision de la mesure. En laboratoire, la conductivité hydraulique est influencée par la qualité du montage, les pertes de charge supplémentaires causées par l'installation, les erreurs et l'imprécision des manipulations ainsi que les variations de l'indice des vides et du degré de saturation. Ces diverses sources d'erreurs en font un paramètre difficile à estimer avec précision

L'objectif du présent travail est de réaliser des essais de perméabilité en place du choc hydraulique (Slug test), pour plusieurs configurations de dépôt de sols perméables (homogène, stratifiés, etc...). Ces essais sont réalisés dans une cuve de taille moyenne équipée par un système d'acquisition de données automatique. De ce fait, non seulement on met en avant les paramètres affectant les résultats de l'essai du choc hydraulique, mais aussi, l'influence du positionnement des couches par rapport à la crépine sur la perméabilité du sol est déterminée.

Cette étude sera organisée en trois parties. La première porte sur les notions de la conductivité hydraulique. La deuxième présente les différentes méthodes utilisées pour l'estimation et la mesure de la conductivité hydraulique. Cette section comprend également les méthodes d'interprétations des essais du choc hydraulique. Enfin la dernière partie porte sur la procédure expérimentale ainsi que sur l'interprétation des résultats obtenus.

Chapitre I :

Notions sur la conductivité hydraulique

I.1. Définitions de base

I.1.1. Aquifère, Aquitard, Aquiclude

Un **aquifère** est une formation géologique perméable (où l'eau circule librement), qui peut fournir ou emmagasiner des quantités d'eau considérables. Dans les aquifères poreux, l'eau est contenue et circule dans les pores ouverts de la roche (sables, craie, graviers, grès, etc.), et dans les aquifères fissurés, l'eau est contenue et circule dans les failles ou fissures (calcaire, granites, etc.)

Un **aquitard** est une unité géologique peu perméable du point de vue de l'utilisation économique de l'eau, mais suffisamment perméable pour les considérés dans des études hydrogéologiques (R. Chapuis, Guide d'interprétation des essais de pompage. 1999). Il est formé par les argiles et les silts.

Un **aquiclude** est une unité géologique imperméable qui ne peut fournir ou transmettre des quantités significatives d'eau. (R. Chapuis, Guide d'interprétation des essais de pompage. 1999)

I.1.2. Types d'Aquifères

Un aquifère peut être confiné (nappe captive), ou non confiné (nappe libre).

- Aquifère à nappe libre : est caractérisé par une couche perméable ayant une pression égale à la pression atmosphérique et il est limité en-dessous par un aquiclude. La recharge de cet aquifère se produit par l'infiltration verticale des eaux de surface.
- Aquifère à nappe captive : est constitué d'une couche aquifère se trouvant entre deux couches très imperméables. La recharge se produit là où la couche aquifère affleure en surface.

I.1.3. Paramètres des Aquifères

L'étude des écoulements souterrains est fondée sur l'application des lois de l'hydraulique. De ce fait, il est nécessaire de connaître les caractéristiques physiques du milieu dont dépendent ces écoulements. Parmi les paramètres les plus importants qui caractérisent un aquifère, on peut considérer les paramètres transmissifs (conductivité hydraulique, transmissivité) et les paramètres capacitifs (emmagasinement, porosité) qui sont explicités ci-dessous.

a) Porosité et indice des vides

La porosité est l'ensemble des vides (pores) d'un matériau solide, ces vides sont remplis par des fluides (liquide ou gaz). Donc, c'est le rapport entre le volume des vides (communicants et non communicants) et le volume total du sol. Elle est exprimée comme suit :

$$n = \frac{V_V}{V_T} \quad (\text{I. 1})$$

La porosité est une grandeur physique qui conditionne les capacités d'écoulement et de rétention d'un sol. Il convient de distinguer la porosité totale, qui est le rapport du volume non solide au volume total, et la porosité effective qui permet l'écoulement, et qui correspond aux pores interconnectés. Elle représente une fraction de la porosité totale.

L'indice des vides est défini par :

$$e = \frac{V_V}{V_s} \quad (\text{I. 2})$$

Il est relié à la porosité par :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{ou} \quad n = \frac{e}{1+e} \quad (\text{I.3})$$

b) Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique appelée aussi « perméabilité hydraulique » (K) est une grandeur qui exprime l'aptitude d'un milieu poreux à laisser passer un fluide sous l'effet d'un gradient hydraulique. C'est une grandeur dépendant à la fois des propriétés du milieu poreux où l'écoulement a lieu (granulométrie, forme des grains, répartition et forme des pores, porosité inter granulaire), des propriétés du fluide qui s'écoule (viscosité, densité) et du degré de saturation du milieu poreux (Bear 1987).

La conductivité hydraulique s'exprime en fonction des propriétés intrinsèques du milieu poreux et de celles du fluide :

$$K = \frac{k \cdot \rho \cdot g}{\mu} \quad (\text{I.4})$$

Avec,

K, la conductivité hydraulique [L.T⁻¹] ;

k : la perméabilité intrinsèque du milieu poreux [L²] ;

ρ : la masse volumique du fluide [M.L⁻³] ;

g : l'accélération de la pesanteur [L.T⁻²] ;

μ : la viscosité dynamique du fluide.

La relation qui lie la viscosité dynamique à la température de l'eau est donnée par :

$$\mu = 2,414 \cdot 10^{-5} * e^{\frac{570,6}{T-140}} \quad (\text{I.5})$$

μ en N.s/m²

T est en Kelvin.

La perméabilité de l'eau à 20 °C est déduite par l'équation ci-dessous :

$$K_T \mu_T = K_{20} \mu_{20} \quad (\text{I.6})$$

c) Transmissivité (T)

Pour les écoulements en milieux poreux, le paramètre d'importance est la conductivité hydraulique. Dans le cas des aquifères, il est souvent préférable de faire usage de la transmissivité (T). Ce paramètre est la mesure de la quantité d'eau qui peut être transmise horizontalement sur toute l'épaisseur d'un aquifère saturé (b), sous un gradient unitaire. Ainsi, la transmissivité d'un aquifère représente la capacité d'un aquifère à mobiliser l'eau qu'il contient. (R. Chapuis, Guide d'interprétation des essais de pompage. 1999) (Freeze 1979).

$$T = Kb \quad [L^2T^{-1}] \quad (I.7)$$

Ce paramètre est souvent obtenu lors d'essais de pompage.

d) Coefficient d'emménagement (S_s)

S_s est défini (R. Chapuis, Guide d'interprétation des essais de pompage. 1999), comme la quantité d'eau qu'un aquifère relâche ou emmagasine par unité de surface d'aquifère d'épaisseur b (volume b m³), lorsque la charge hydraulique varie d'une unité. C'est un coefficient adimensionnel. Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, l'eau est mobilisée de la façon suivante : une variation de charge engendre une variation de pression d'eau interstitielle, donc une variation de contrainte effective, et donc un tassement (ou expansion) des solides de l'aquifère. La valeur de S_s est, par conséquent, petite dans un aquifère à nappe captive, typiquement de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3} . Dans un aquifère à nappe libre, l'eau est mobilisée par drainage gravitaire à l'intérieur d'un volume unité (surface unité x hauteur unité correspondant à la variation d'une unité de charge). Le coefficient d'emménagement S_s dans un aquifère à nappe libre correspond donc à la notion de porosité efficace (drainage gravitaire). La valeur de S_s est alors typiquement de l'ordre de 0,2 à 10^{-2} .

I.2. Principe d'écoulement

Les écoulements souterrains se font dans un terrain poreux. Selon Schneebeli (1966), un terrain poreux peut être des alluvions fluviales ou glaciaires, des masses d'éboulis ou tous remblais artificiels.

I.2.1. Charge hydraulique

La charge hydraulique, représentée par le terme H en un point est donnée par l'équation de Bernoulli pour un fluide incompressible :

$$H = \frac{v^2}{2g} + H_p + z \quad (I.8)$$

Le terme H_p représente l'énergie de pression et le terme z l'énergie potentielle gravitaire. Le terme $v^2/2g$ représente l'énergie cinétique, mais comme la vitesse d'écoulement dans les milieux poreux est très faible, ce terme est négligé (Schneebeli, 1966) et l'équation est réécrite comme suit :

$$H = H_p + z \quad (I.9)$$

La charge hydraulique dans un sol peut être déterminée à l'aide d'un piézomètre à tube ouvert. Dans ce cas, il faut mesurer l'élévation du niveau de référence et du sol, l'élévation du niveau supérieur du piézomètre et la profondeur du niveau d'eau par rapport à cette extrémité. La profondeur de l'eau est mesurée à l'aide d'un fil gradué détectant l'eau à l'aide d'une électrode qui émet un signal sonore lorsqu'elle entre en contact avec l'eau.

I.2.2. Loi de Darcy

Darcy (1856) a démontré que la vitesse d'écoulement spécifique dans un milieu poreux est proportionnelle à la perte de charge hydraulique entre deux points (voir Figure 1.1).

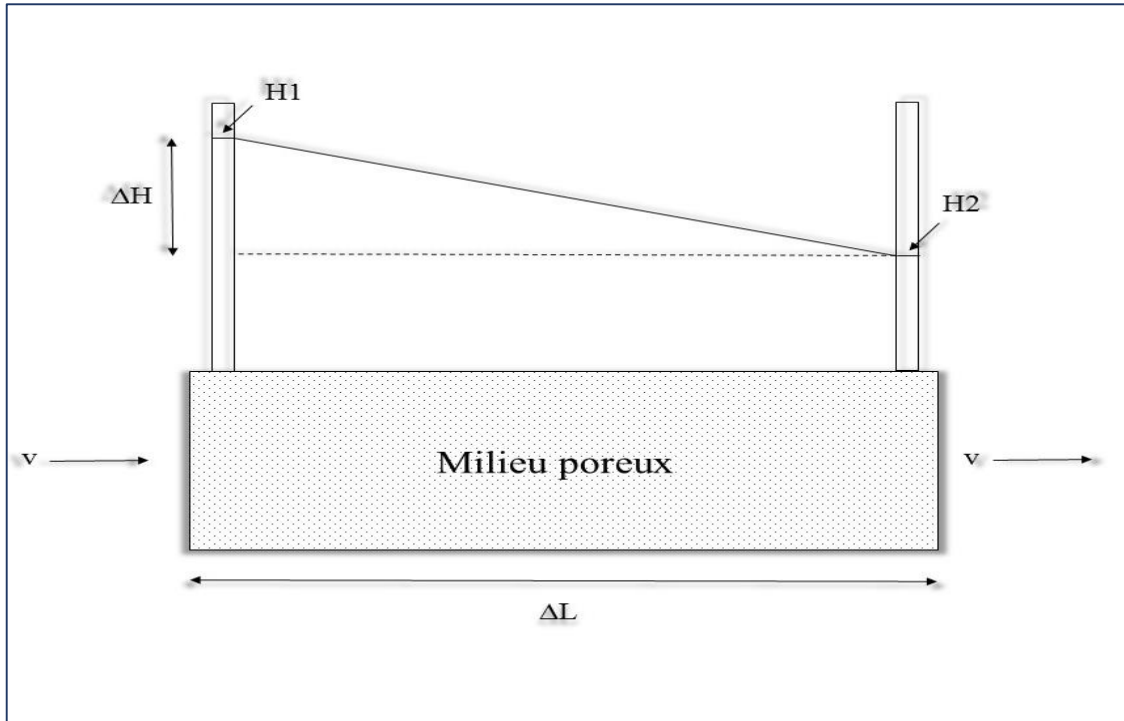


Figure 1. 1: Écoulement à travers un milieu poreux

$$v = -K \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{I.10})$$

Où v est la vitesse spécifique (L/T), $\Delta H/\Delta L$ représente le gradient hydraulique (i) qui est sans unités, ΔH est la différence entre H_1 et H_2 et K est la conductivité hydraulique exprimée en unités (L/T). Le signe négatif indique que l'écoulement suit la diminution du gradient hydraulique. L'équation peut être réécrite comme suit :

$$v = \frac{Q}{A} = -K \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{I.11})$$

Où Q est le débit (L³/T), A est l'aire transversale à l'écoulement (L²).

I.2.3. Limite de validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy est valide pour des écoulements dits laminaires, c.-à-d. que la vitesse d'écoulement est faible de sorte que les molécules d'eau suivent des trajectoires parallèles entre elles. La limite de validité peut être déterminée avec le nombre de Reynolds (Jacques, 1998) :

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{I.11})$$

Où, D est le diamètre effectif des pores du milieu poreux et ν est la viscosité cinématique du fluide, soit l'eau. Le nombre de Reynolds varie en fonction de la viscosité cinématique qui

elle-même varie en fonction de la température. D'après Jacques (1998), pour que la loi de Darcy soit applicable, le nombre de Reynolds doit se situer entre 5 et 59.

I.3. Homogénéité et isotropie

L'homogénéité et l'isotropie d'un milieu aquifère sont définies en relation avec la conductivité hydraulique (K) de ce milieu. Si la valeur de k est la même quel que soit l'endroit dans une formation, cette formation est homogène. Si la valeur de k varie d'un endroit à un autre, la formation est hétérogène. Lorsque la valeur de k en un point est la même quelle que soit la direction considérée, la formation est isotrope à cet endroit. Si la valeur de k en un point varie selon la direction de mesure, la formation est anisotrope. Les formations géologiques sont très rarement isotropes et homogènes (Rasmussen et al. 2006).

Lorsqu'un terrain est constitué de plusieurs couches, il est évident que la conductivité hydraulique n'est pas la même pour chacune des couches et qu'il faudra distinguer la conductivité hydraulique verticale et horizontale.

a) Conductivité hydraulique horizontale

Le débit total observé est la somme des débits obtenus pour chaque couche soumise au même gradient hydraulique.

$$\begin{aligned} Q_{tot} &= Q_1 + Q_2 + \dots + Q_i \\ &= -\frac{\Delta H}{\Delta S} t_1 K_1 - \frac{\Delta H}{\Delta S} t_2 K_2 = \dots = -\frac{\Delta H}{\Delta S} t_i K_i \\ &= -\frac{\Delta H}{\Delta S} \sum_{i=1}^n t_i K_i \\ &= -\frac{\Delta H}{\Delta S} t_{tot} K_H \end{aligned}$$

$$K_{Heq} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i K_i}{\sum_{i=1}^n t_i} \quad (I.12)$$

Dans ce cas la conductivité hydraulique horizontale effective K_{Heq} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des n couches pondérée par leur épaisseur t_i .

b) Perméabilité verticale

Pour l'écoulement perpendiculaire aux couches, c'est la perte de charge totale qui est égale à la somme des charges de chaque couche à travers lesquelles le débit est identique.

$$\begin{aligned} \Delta H_{tot} &= \Delta H_1 + \Delta H_2 + \dots + \Delta H_i \\ q &= -\frac{\Delta H_{tot}}{t_{tot}} K_V = -\frac{\Delta H_1}{t_1} K_1 = -\frac{\Delta H_2}{t_2} K_2 = \dots = -\frac{\Delta H_i}{t_i} K_i \\ \frac{qt_{tot}}{K_V} &= \sum_{i=1}^n \frac{qt_i}{K_i} \end{aligned}$$

$$K_{Veq} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{K_i}} \quad (I.13)$$

Dans ce cas, la conductivité hydraulique verticale effective K_{Veq} pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne harmonique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des couches pondérées par leur épaisseur t_i .

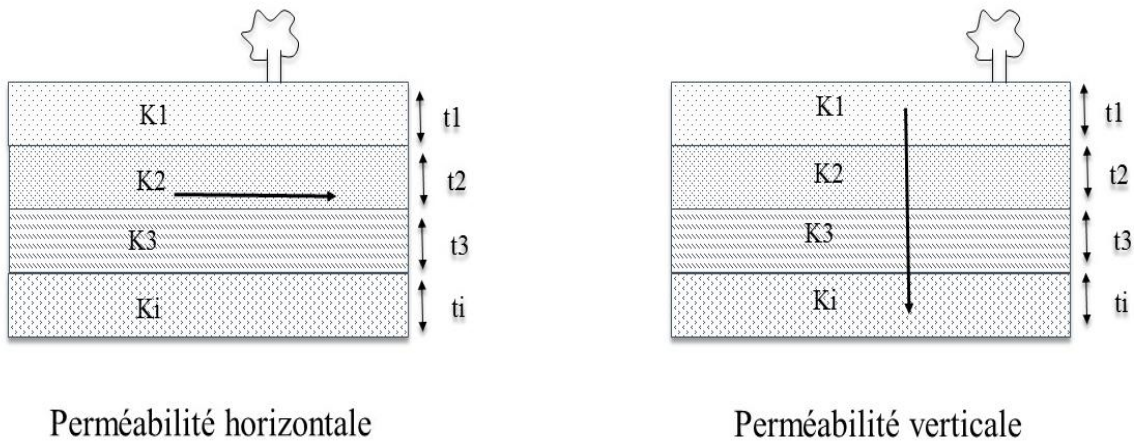


Figure 1. 2: Perméabilité des sols stratifiés

Chapitre II :

Estimation et mesure de la conductivité hydraulique et méthodes d'interprétations

II.1. Estimation et mesure de la conductivité hydraulique.

Plusieurs outils et méthodes sont disponibles pour déterminer la conductivité hydraulique ; il existe des méthodes de prédiction, des méthodes expérimentales, ainsi que des méthodes *in situ*.

II.1.1. Méthodes de prédiction

Les méthodes de prédiction reposent sur des formules empiriques qui établissent des corrélations entre la granulométrie des matériaux et la perméabilité. Ces méthodes sont appliquées sur des échantillons prélevés par forage (carottage) et la détermination empirique de la conductivité hydraulique est faisable à partir d'une analyse granulométrique au laboratoire.

Ces méthodes restent seulement applicables pour le type de sol sur lequel elles ont été calibrées et sont par ailleurs valables sous certaines conditions.

1.1.1. Méthode de Hazen (1892, 1911)

L'équation de Hazen est de la forme suivante :

$$K(\text{en cm/s}) = C.d_{10}^2 \quad (II. 1)$$

K : conductivité hydraulique [LT⁻¹]

C : coefficient basé sur le type de sol [T⁻¹]

d₁₀ : diamètre des grains correspondant au pourcentage passant de 10% [L]

Elle est applicable pour :

- Sables lâches et uniformes peu compact.
- $C_u < 2$; $C_u = D_{60}/D_{10}$.
- $C = 100$ pour des grains compris entre 0.1 et 3 mm.
- $C = 25$ pour des grains de 15 mm

1.1.2. Méthode de NAVFAC, 1974

La conductivité hydraulique selon Navfac peut être calculée comme suit (Chapuis et al, 1989) :

$$K = 10^{1.2921e - 0.6435 D_{10}^{10^{(0.5504 - 0.2937e)}}} \quad (II.2)$$

Où,

K : conductivité hydraulique (cm/s);

e : indice des vides

d₁₀ : diamètre des grains correspondant au pourcentage passant de 10% (mm)

Pour son application, il faudrait avoir les conditions suivantes :

- Sable et mixtures de sable et gravier
- $2 \leq C_u \leq 12$
- $D_{10}/D_5 \leq 1.4$
- $0.1 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 2 \text{ mm}$
- $0.3 \leq e \leq 0.7$

1.1.3. Méthode de Kozeny-Carman

L'équation de Kozeny-Carman est le résultat de l'équation proposée par Kozeny (1927) et modifiée par Carman (1937,1956). La formule mathématique est la suivante :

$$K = 0,5 + \log \left(\frac{e^3}{s^2 D_r^2 (1+e)} \right) \quad (II.3)$$

Où

e : indice des vides;

D_r : densité des solides

S : surface spécifique des grains en m^2/kg .

La surface spécifique pour les sols pulvérulents est obtenue à partir de la relation suivante proposée par Chapuis et Légaré, 1992 :

$$S_s = \frac{6}{\rho_s} \sum \frac{P_D - P_d}{d} \quad (II.4)$$

Avec

ρ_s , le poids volumique sec du sol (kg/m^3)

$P_D - P_d$, correspond au pourcentage passant entre deux tamis consécutif.

P_D , étant le pourcentage passant dans le tamis avec une taille de maille supérieure et P_d le pourcentage passant du tamis inférieur.

d, correspond à la taille (m) des mailles du tamis inférieur.

Critères de validité : La surface spécifique dépend fortement de la quantité de fines dans le sol

1.1.4. Méthode de Chapuis.

$$K = 2,4622 \left(\frac{d_{10}^2}{1+e} \right)^{0,7825} \quad (II.5)$$

Avec,

K : conductivité hydraulique (cm/s);

e : indice des vides

d_{10} : diamètre des grains correspondant au pourcentage passant de 10% (mm)

Elle est valide pour :

- Sols naturels non plastiques,
- $0,003 \leq d_{10} \leq 3$ mm
- $0,3 \leq e \leq 1$

Dans le cadre d'une étude préliminaire des projets de construction, tels que les bassins de rétentions d'eau, les lieux d'enfouissement technique, les barrages, ...etc. il est intéressant d'avoir une idée de la conductivité hydraulique qui est l'un des paramètres relatifs aux sols.

L'avantage de réaliser de telles prédictions de la perméabilité réside dans le fait que ces méthodes sont simples et peu coûteuses à mettre en œuvre.

II.1.2. Méthodes expérimentales :

Le principe de ces essais consiste à mesurer la perméabilité d'un échantillon du sol, au moyen d'un perméamètre, au laboratoire. L'échantillon est placé dans une cellule où un gradient hydraulique est appliqué pour engendrer un écoulement à travers l'échantillon. La perméabilité de ce dernier est déterminée à partir de la loi de Darcy en mesurant le débit d'écoulement en fonction du gradient hydraulique et de certains paramètres géométriques.

Au laboratoire, on en distingue deux types d'essais :

- Essai à charge constante.
- Essai à charge variable.

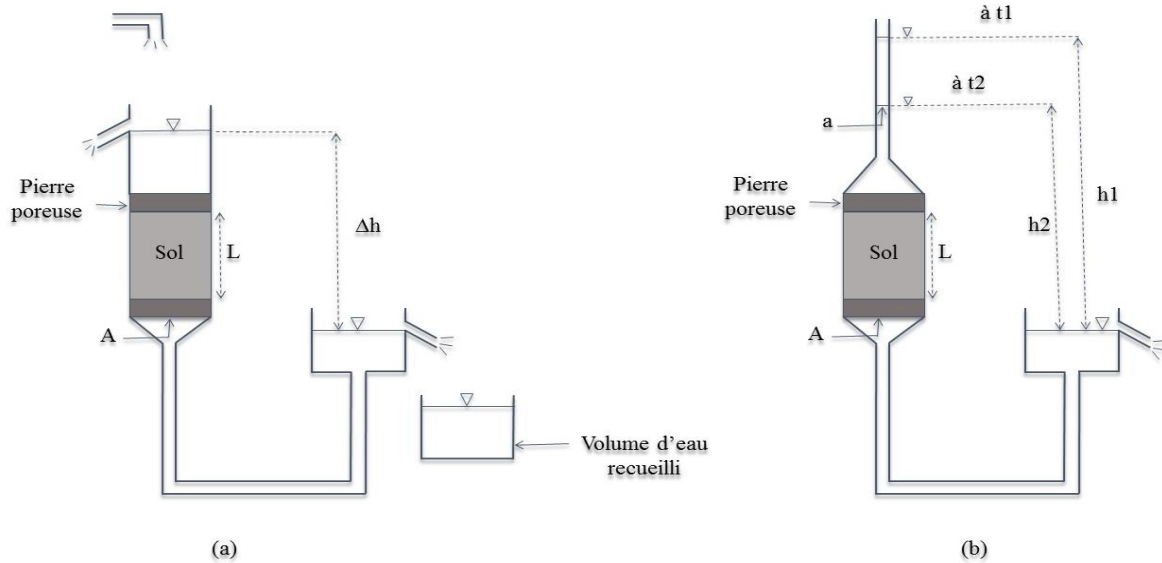


Figure 2. 1: Mesure de la conductivité hydraulique par : (a) essai à charge constante, (b) essai à charge variable.

L'essai consiste à mesurer la quantité d'eau recueillie pendant un certain temps en maintenant le niveau d'eau d'alimentation constant :

$$v = \frac{Q}{A} = -Ki = -K \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$K = -\frac{Q \cdot \Delta L}{A \cdot \Delta h} \quad (II.6)$$

Où

Q = quantité d'eau collecté pendant l'intervalle de temps,

A = aire de l'échantillon de la coupe-section horizontale ;

L = longueur (hauteur) de l'échantillon ;

Δh = (perte de) charge constante.

Les essais à charge constante sont souvent utilisés pour les sols de grande perméabilité $K > 10^{-5}$ m/s (sables)

1.1.5. Perméamètre à charge variable.

L'essai consiste à mesurer le temps pour que le niveau d'eau passe de h_1 à h_2 .

D'abord, on considère l'écoulement à travers le sol. Pour une très courte durée, dt , la vitesse d'écoulement dans le sol, v_{sol} , est constante :

$$v_{sol} = ki = k \frac{h}{L} \quad (II.7)$$

Le volume d'eau sortant du sol est :

$$dQ_{sol} = v_{sol} A dt = k \frac{h}{L} A dt \quad (II.8)$$

Pendant cette période (dt), la quantité d'eau entrant dans le sol est :

$$dQ_{tub} = -dh a \quad (II.9)$$

Où a = aire du tube.

Le principe de continuité exige que :

$$dQ_{sol} = dQ_{tub} \quad (II.10)$$

Soit :

$$k \frac{h}{L} A dt = -dh a \quad \text{Ou} \quad \frac{dh}{h} = -\frac{k}{L} \frac{A}{a} dt$$

L'intégration :

$$\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = -\int_{t_1}^{t_2} \frac{k}{L} \frac{A}{a} dt \quad \Longrightarrow \quad \ln \frac{h_2}{h_1} = -\frac{k}{L} \frac{A}{a} (t_2 - t_1)$$

Le coefficient de perméabilité est exprimé :

$$k = \frac{a}{A} \frac{L}{t_2 - t_1} \ln \frac{h_1}{h_2} \approx 2.3 \frac{a}{A} \frac{L}{t_2 - t_1} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (II.11)$$

Les essais à charge variable sont souvent utilisés pour les sols de faible perméabilité $K < 10^{-5}$ m/s (argiles)

II.1.3. Essai de perméabilité sur le terrain.

Les méthodes in situ consistent à tester directement les propriétés hydrauliques des aquifères en leur occasionnant une perturbation hydraulique artificielle. L'observation de leur réaction hydraulique à la perturbation permet alors d'évaluer leur conductivité hydraulique. Ces essais sont la plupart du temps réalisés dans des forages, que ce soit dans des puits d'observation ou encore des puits de pompage. On distingue alors deux grands types d'essais en forage : l'essai de pompage/remontée et l'essai de perméabilité in situ. Le premier consiste en général à utiliser une pompe qui est descendue dans le puits et dont le fonctionnement à un certain débit donné permet le retrait de grandes quantité d'eau de l'aquifère, d'autant plus importantes que le temps de pompage est long. Un tel pompage occasionne une perturbation hydraulique sur un grand volume d'aquifère, de l'ordre de plusieurs mètres cubes. L'aquifère est ainsi testé dans ce cas à une échelle beaucoup plus grande puisque la perturbation hydraulique est plus longue.

Dans ce qui suit, le deuxième type d'essai a été abordé.

1.1.1. Méthode du Slug test

Slug tests ou encore essais de « Choc Hydraulique » en français, sont des essais utilisés dans les études d'ingénierie à la fois pratique et scientifique pour déterminer les propriétés hydrauliques d'un aquifère tel que la conductivité hydraulique.

Cette méthode est réalisée dans des forages, que ce soit des puits d'observation ou des puits de pompage, elle consiste à injecter (ou retirer) brutalement dans l'aquifère testé un certain volume et de mesurer en fonction du temps la dynamique de retour de l'aquifère aux conditions hydrauliques initiales d'équilibre avant la perturbation (Hvorslev., 1951 ; Cooper et al., 1967 ; Bouwer and Rice., 1976 ; Malama et al., 2011 ; Sakata et al., 2015 ; Zlotnik et McGuire.,1998). En outre, pour des raisons de logistique (contamination des eaux souterraines), il est préférable d'engendrer la perturbation avec un volume cylindrique appelé « Slug » constitué par un tube en polyvinyle chloride (PVC) (Cooper et al., 1967; Bouwer and Rice., 1976; McElwee et al., 2008 ; Sakata et al., 2015), par injection instantanée de l'eau en utilisant une pompe à haute pression (Bredehoeft and Papadopulos, 1980), ou bien par l'application ou suppression instantanée de gaz sous pression à la colonne d'eau dans le puits (Butler., 1998). Le slug-test peut donc être décrit comme un essai de perméabilité à charge variable in situ.

Les essais du choc hydraulique sont largement appliqués dans les études sur les eaux souterraines en raison de leur simplicité, la rapidité d'exécution et nécessitent moins de matériels et de main d'œuvre que d'autres méthodes. De plus, les résultats du Slug test sont principalement liés à la perméabilité à petite échelle, et ainsi l'information locale est directement pertinente pour les chemins d'écoulement préférentiels. Par ailleurs, une série d'essai de choc hydraulique à des profondeurs multiples aide à l'interprétation des variations verticales de la conductivité hydraulique K . lorsque ces profils verticaux sont interpolés entre des emplacements différents, trois distributions dimensionnelles de K peuvent être obtenus pour un site particulier (Sakata et al. 2015 ; Zemansky et McElwee., 2005).

Dans le cas d'un aquifère à perméabilité élevé, la variation du niveau d'eau dans le puits se fait en moins d'une minute et la durée de stabilisation du niveau est trop courte. Pour ces raisons, il est nécessaire d'utiliser un capteur de pression avec un système d'enregistrement (Chapuis., 2007), il est recommandé de prendre plusieurs mesures et si les valeurs évaluées de K sont proches les unes des autres, il serait correct de supposer que le puits est conformément développé.

II.2. Méthodes d'interprétation

II.2.1 Méthode de Hvorslev (1951)

Hvorslev, ingénieur en géotechnique d'origine Américo-Danoise (1895-1989), fut le premier à avoir souligné que l'essai de choc hydraulique peut être utilisé pour estimer la conductivité hydraulique in situ (Chirlin., 1989).

La solution analytique est disponible depuis le travail de Hvorslev (1951), il a développé des modèles pour les puits et les piézomètres de diverses géométries avec une pénétration partielle ou complète dans le puits. Les solutions ont été calculées en supposant que l'influence de l'emmagasinement est négligeable dans les cas de milieux infini et semi-infini, à nappe libre et à nappe captive, homogènes et hétérogènes, isotropes et anisotropes (Chapuis., 2007 ; Chirlin., 1989 ; Hvorslev., 1951) ; il a démontré, à partir de l'essai à charge variable, que le débit d'eau sortant du sol est égale au débit d'injection dans la crépine à un temps (t) et il est proportionnel à la conductivité hydraulique K du sol et à la différence de charge ($H-h$) (Chapuis., 2007; Hvorslev., 1951) , et les hypothèses de base de la méthode d'interprétation sont (Hvorslev., 1951) :

- Le milieu est homogène, isotrope et infini ;
- L'eau et le sol sont considérés incompressibles ;
- L'écoulement se situe dans les limites de validité de la loi de Darcy ;

- L'écoulement est monophasique ;
- Le débit requis pour l'égalisation de pression ne provoque pas le rabattement du niveau des eaux souterraines.

D'après Hvorslev (1951) ;

$$Q_{sol} = Q_{inj} \quad (II.12)$$

$$Q(t) = C.K.H(t) \quad (II.13)$$

$$Q = C.K (H_0-h) \quad (II.14)$$

Où,

C : le coefficient de forme de la zone d'injection [L] ;

K : la conductivité hydraulique [L.T⁻¹] ;

H₀ : la charge à l'équilibre [L] ;

h : la charge mesurée à un instant (t) [L] ;

On a également :

$$Q = S_{inj} V \quad (II.15)$$

Avec S_{inj} l'aire de la section du tubage et V la vitesse de descente (ou de remonter) de l'eau dans le puits.

$$V(t) = -dH/dt \quad (II.16)$$

Donc,

$$C .K. H = - S_{inj} \times dH/dt \quad (II.17)$$

$$-\frac{CK}{S_{inj}} dt = \frac{dH}{H} \quad (II.18)$$

Par integration,

$$\ln \frac{H_1}{H_2} = \frac{CK}{S_{inj}} (t_1 - t_2) \quad (II.19)$$

Avec, H₁ et H₂ la différence de hauteur d'eau entre le niveau dynamique et le niveau statique aux temps t₁ et t₂.

À partir du graphe Ln(H) en fonction du temps, on obtient une droite dont la pente vaut :

$$p = -\frac{CK}{S_{inj}} \quad (II.20)$$

Le coefficient de forme est obtenu par :

Pour L/D ≥ 4

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{D}\right)} \quad (II.21)$$

Pour 1 ≤ L/D ≤ 8

$$C = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}} \quad (II.22)$$

Avec, L : longueur de la crépine [L] et D : diamètre du puits [L]

Ou bien en utilisant la notion de temps de réaction de base T₀, qui est la valeur de temps requis afin d'obtenir à nouveau l'équilibre des pressions hydrauliques (37 %) en maintenant le débit constant, par projection de la valeur $\frac{H}{H_0} = 0,37$ sur le graphe semi-log et on tire T₀ lui correspondant pour le remplacer dans la formule suivante :

$$K = \frac{S_{inj}}{C T_0} \quad (II.23)$$

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.

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{L}{D}\sqrt{\alpha} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 \alpha + 1}\right)} \quad (II.24)$$

II.2.2 Méthode de Cooper et al (1967)

Cette méthode s'applique aux puits pénétrants complètement les aquifères à nappe captive, ou en présumant que l'intervalle entre les obturateurs est égal à l'épaisseur d'un aquifère confiné. Elle est basée sur une solution de l'équation de l'écoulement en milieux et en régime transitoire selon les hypothèses suivantes :

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

Cooper et al. (1967) ont proposé une méthode d'analyse basée sur l'utilisation d'un abaque sur lequel sont tracées des courbes types. Ces dernières sont fonction de $\beta = \frac{Tt}{rc^2}$ et de $\alpha = S \frac{r_w^2}{rc^2}$. La méthode consiste donc à mettre en graphique une des données expérimentales de rabattement résiduel H/H_0 en fonction du temps et de la superposer sur la courbe type qui s'ajuste le mieux. La valeur du temps t est ensuite lue sur le graphique de données correspondant à une valeur de β sur la courbe type.

Et la conductivité hydraulique est estimée à partir de : $K = \frac{T}{b}$ (m/s)

Où,

β : paramètre de temps lu sur la courbe type (sans dimension) ;

r_c : rayon du tubage [m] ;

t : temps lu sur la courbe de rabattement (H/H_0) [s] ;

r_w : rayon de forage [m] ;

α : paramètre de la courbe type (sans dimension) ;

b : l'épaisseur de l'aquifère ou l'intervalle entre les deux obturateurs [m] ;

T = la transmissivité de l'intervalle [m^2/s];

S : le coefficient d'emménagement (storativité).

❖ Développement des équations :

En supposant que le rabattement et l'écoulement de l'eau sont concentriques et symétriques autour du puits d'essai, l'équation de l'écoulement en régime transitoire prend la forme suivante lorsqu'elle est exprimée selon des coordonnées radiales en une dimension :

$$\frac{\delta^2 h}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta h}{\delta r} = \frac{S}{T} \frac{\delta}{\delta t} \quad \text{Pour } r > r_w \quad (II.25)$$

Où

h: charge hydraulique (m)

r: rayon d'influence (m)

r_w: rayon du forage dans le roc (m)

S: coefficient d'emmagasinement (sans dimension)

T: transmissivité (m²/s)

t: temps (s)

- Les conditions initiales sont :

Avant l'injection de l'eau, la charge hydraulique est constante et uniforme dans toute la formation aquifère :

$$h(r, 0) = 0 \text{ pour } r > r_w \quad (II.26)$$

Et la charge hydraulique H₀ à t = 0, est proportionnelle au volume d'eau (V) introduit instantanément dans le puits d'essai :

$$H_0 = \frac{V}{\pi r c^2} \quad (II.27)$$

Les conditions limites supposent qu'il n'y a pas de variation de la charge hydraulique aux frontières de la formation aquifère (i.e. à l'infini):

$$h(< \infty, t) = 0 \text{ pour } t > 0$$

Et qu'il n'y a pas de pertes de charge à la paroi du forage :

$$h(r_w + 0, t) = H(t) \text{ pour } t > 0$$

Où H(t) est la charge hydraulique (m) au temps "t".

Le volume d'eau qui entre dans la formation aquifère correspond au volume d'eau qui baisse dans le puits d'essai :

$$\frac{2\pi r_w T [\delta h(r_w + 0, t)]}{\delta r} = \frac{\pi r c^2 \delta H(t)}{\delta t} \quad \text{Pour } t > 0 \quad (II.28)$$

En tenant compte des hypothèses de base émises ci-haut et en considérant les conditions initiales et limites décrites ci-dessus. Après intégration de l'équation différentielle (II.28):

$$h_t = h_0 F(\alpha, \beta) \text{ ou } \frac{h_t}{h_0} = F(\alpha, \beta) \quad (II.29)$$

$$\beta = \frac{Tt}{rc^2} \quad (II.30)$$

$$\alpha = S \frac{r_w^2}{rc^2} \quad (II.31)$$

$$F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_0^{\infty} \frac{e^{-\frac{\beta u^2}{\alpha}}}{u f(u, \alpha)} \quad (II.32)$$

Avec,

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

Et J₀(u), J₁(u), Y₀(u) et Y₁(u) sont respectivement les équations de Bessel de première et seconde espèce d'ordre 0 et 1.

Des abaques d'interprétation sont tracés à partir des valeurs de $\frac{ht}{h_0}$ et de β qui sont contenues dans des tables (Cooper et al. 1967 ; Papadopulos et al., 1973). Le temps "t" est trouvé graphiquement en portant sur un graphique semi-logarithmique le temps (t) en fonction de la différence des charges hydrauliques $\frac{ht}{h_0}$. En faisant coïncider les axes du graphe des courbes types avec le graphe expérimental, une courbe type est superposée à un maximum de points

pour déterminer la valeur du paramètre α . Il suffit ensuite de considérer un temps t quelconque qui correspond à une valeur β sur les courbes types.

II.2.3 Méthode de Bouwer and Rice

La méthode s'applique pour des piézomètres pénétrant partiellement ou complètement un aquifère à nappe libre. Dans le cas des aquifères captifs, la méthode s'applique à condition que l'aquifère soit alimenté par l'horizon supérieur.

La méthode de Bouwer et Rice est basée sur l'équation de Thiem :

$$Q = 2\pi K L_e \frac{y}{\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)} \quad (\text{II.33})$$

Où,

Q débit dans le piézomètre (m^3/s)

K conductivité hydraulique (m/s)

L_e longueur de crépine libre (m)

y charge instantanée dans le piézomètre: $y = h(t) - H_0$

R_e rayon d'influence de l'essai (m)

r_w distance du centre du piézomètre à l'aquifère (m)

H_0 niveau d'eau initial (m)

$h(t)$ niveau d'eau à l'instant t de l'essai (m).

Les hypothèses d'application de la méthode sont les suivantes :

- Aquifère homogène et isotrope
- Abaissement de la nappe phréatique au voisinage du piézomètre négligeable
- Débit d'origine capillaire négligeable
- pertes de charges négligeables

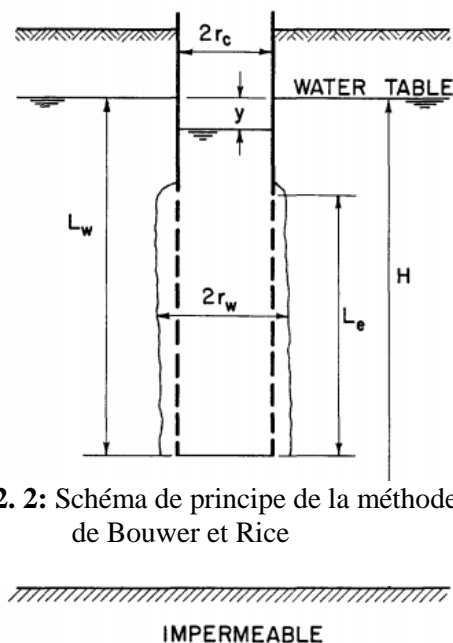


Figure 2. 2: Schéma de principe de la méthode de Bouwer et Rice

L'équation de conservation de la matière se traduit par :

$$\frac{dy}{dt} = -\frac{Q}{\pi r c^2} \quad (\text{II.34})$$

Avec, r_c le rayon intérieur de l'enveloppe où l'élévation du niveau d'eau est mesurée.

La résolution de l'équation donne :

$$K = \frac{\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right) r c^2}{2L_e} \cdot \frac{1}{t} \cdot \ln\left(\frac{y_0}{y_t}\right) \quad (\text{II.35})$$

K étant une constante, le deuxième membre de l'équation dépendant de t est constant dans le temps. Lors de l'essai on mesure $y(t)$ en fonction de t . On trace ensuite sur un graphique semi-logarithmique la courbe $y(t)/y_0$ en fonction de t qui a l'allure d'une droite. La pente caractéristique de cette droite affectée du signe moins donne la valeur du deuxième membre recherchée.

La grandeur $\ln(R_e/r)$ est la dernière inconnue de l'équation ci-haut. Elle a été estimée par Bouwer et Rice par analogie électrique pour des piézomètres pénétrant partiellement. Sa valeur peut être calculée grâce à l'équation empirique suivante :

Les données pourraient être montées dans deux équations, une pour le cas où $L_w < H$, et celui où $L_w = H$. L'équation résultante était, respectivement :

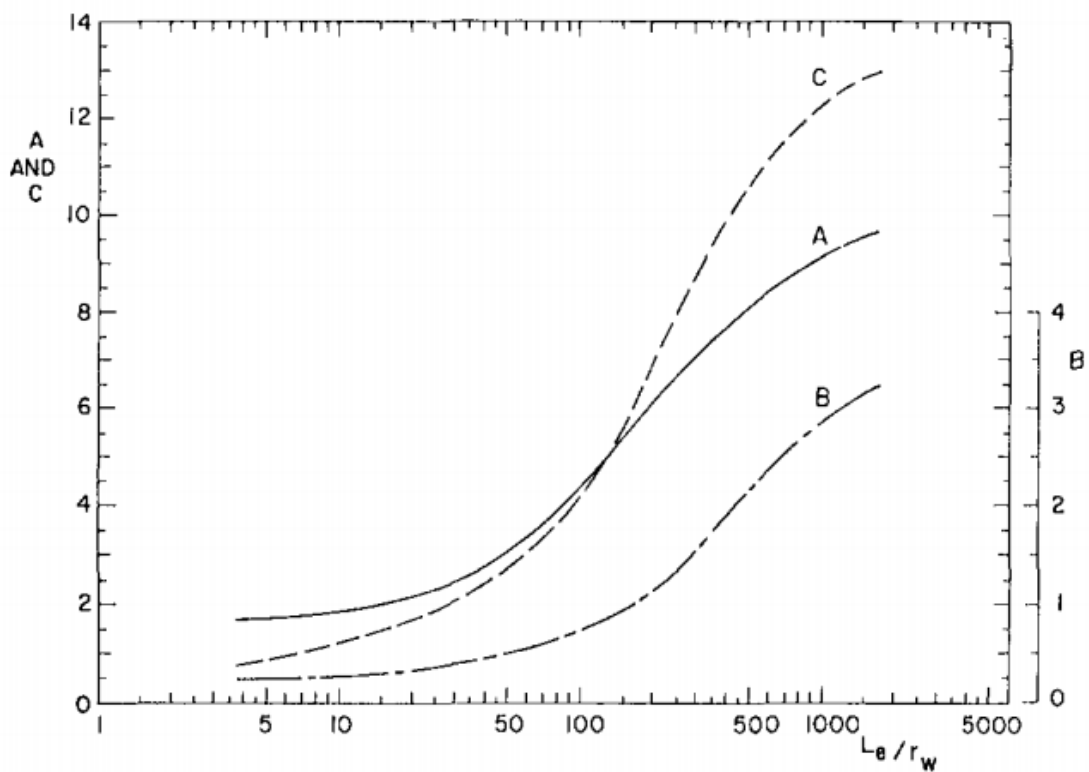
$$\ln\left(\frac{Re}{rw}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{Lw}{rw}\right)} \cdot \frac{A + B \ln\left(\frac{H - Lw}{rw}\right)^{-1}}{Le/rw} \right] \quad (II.36)$$

Et

$$\ln\left(\frac{Re}{rw}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{Lw}{rw}\right)} \cdot \frac{C}{Le/rw} \right] \quad (II.37)$$

Les coefficients A, B et C sont des coefficients adimensionnels qui sont fonction du rapport L/r_w , fournis par la Figure 2.3

Figure 2. 3: Paramètres adimensionnels A, B et C en fonction de Le / r_w pour le calcul de $\ln (Re / rw)$



Chapitre III :

Analyses et interprétations des résultats expérimentaux

III.1. Processus expérimentale

III.1.1 Description des équipements :

Cette section décrit les équipements utilisés pour la réalisation des expériences ;

- Réservoir ;
- Thermomètre ;
- Crépines ;
- Slug de différentes tailles ;
- Capteurs de pression ;
- Système d'acquisition de données ;
- Deux types de sols.

a. Réservoir

Le réservoir utilisé est fait de matière plastique renforcée de fibre de verre, il a été utilisé pour sa grande résistance mécanique, sa légèreté, ses propriétés de résistance à la corrosion et à la température, ses propriétés d'isolation thermique, sa surface interne et lisse mais aussi pour la visibilité du niveau du liquide depuis l'extérieure (H. Recknagel 2011).

- Les dimensions du réservoir sont 40.5 cm de longueur, 35.5 cm de largeur et 37.5 cm de hauteur.

b. Thermomètre

Avant chaque expérience, la température de l'eau a été mesurée et ceci est dans le but de déterminer la viscosité dynamique qui affecte la valeur de la conductivité hydraulique comme décrit précédemment dans le Chapitre I.



Figure 3. 1: Thermomètre utilisé lors des essais

c. Crépines

Les trois crépines utilisées sont fabriquées en PVC blanc, et ont une longueur totale de 47 cm. Cependant, elles ne sont perforées que sur une longueur de 10 cm. Les crépines ont la même densité de fente mais aussi le même diamètre qui est de l'ordre de 2,5 cm.

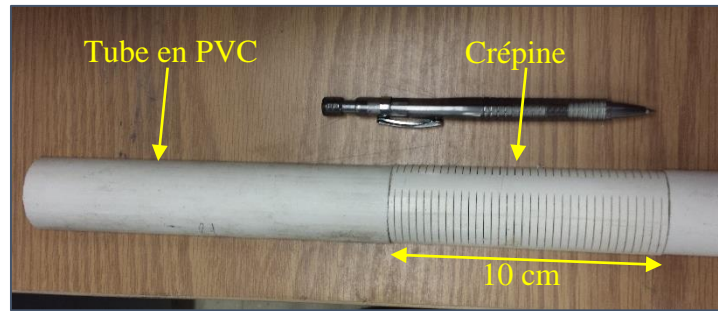


Figure 3. 2: Crépines utilisées

d. Slug

Quatre slug ont été utilisés durant les expérimentations avec des volumes équivalents à 1,53 cm, 1,94 cm, 3,05 cm et 5,28 cm respectivement.

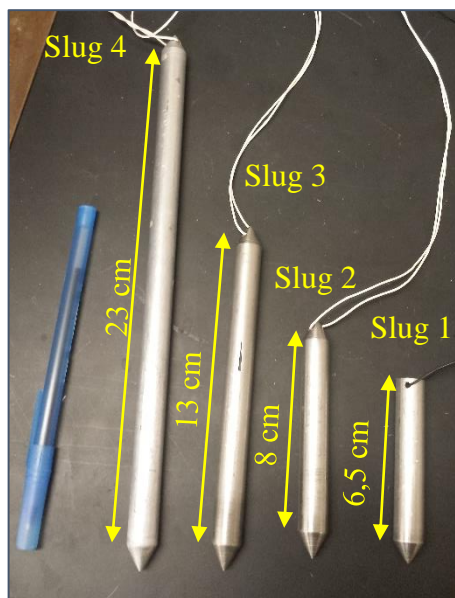


Figure 3. 3: Les différents slug utilisés

Les dimensions des slug sont illustrées sur la Figure 3.3, en outre, les cônes des différents slug ont la même dimension avec un diamètre de 1.2 cm et une hauteur de 1 cm

Le volume injecter (ou retirer) dans le puits a été mesuré de la façon qui suit, à l'exception du slug 1 du fait qu'il en a un seul cône ;

$$\Delta h = \frac{V_{slug}}{A_{puits}}$$

$$V_{Slug\ 1} = V_{c\hat{o}ne} + V_{Cylindre}$$

$$V_{Slug\ i} = 2V_{c\hat{o}ne} + V_{Cylindre}$$

Pour les autres slug

$$\text{Avec, } V_{c\hat{o}ne} = \frac{\pi r^2 h}{3}$$

$$V_{Cylindre} = \pi r^2 h$$

e. Capteurs de pression

Dans cette étude, plusieurs capteurs de pression ont été utilisés afin de mesurer la variation du niveau d'eau durant les essais. Les capteurs de pression appelés « transducteurs piézoélectriques », ont une conception basée sur la capacité de certains cristaux (quartz, tourmaline, sel rochelle, ou l'ammonium phosphate de dihydrogène) et des matériaux céramiques (baryum-titanate, ou le plomb- zirconite- titanite) de générer une charge électrique ou de tension lorsqu'une contrainte mécanique est appliquée sur eux. La tension de sortie obtenue est proportionnelle à la contrainte ou à la force appliquée. La tension de sortie peut être calibrée par rapport à la contrainte appliquée ou la force de telle sorte que la valeur mesurée de la tension de sortie donne directement la valeur de la contrainte ou de la force appliquée. Comme la charge produite est très faible, un amplificateur de charge est nécessaire de façon à produire une tension de sortie assez grande pour être mesurée. Ce type de transducteur est utilisé pour mesurer rapidement les fluctuations des pressions.

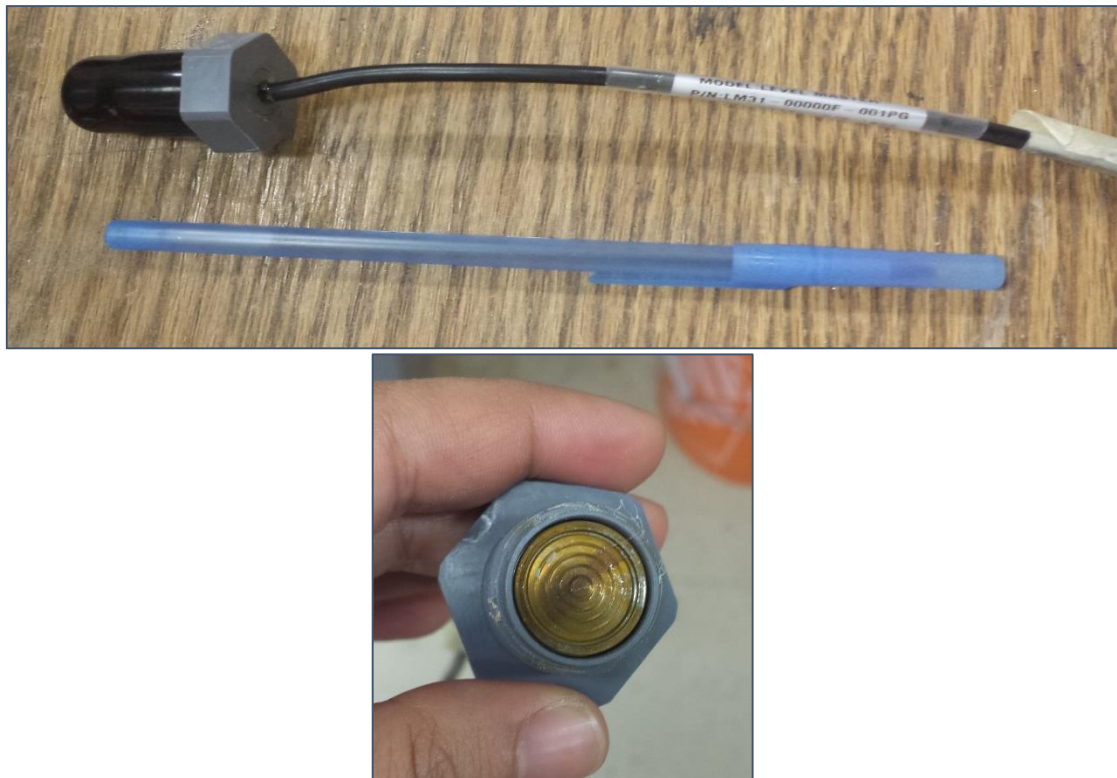


Figure 3. 4: Capteurs piézométrique utilisés

f. Système d'acquisition de données

Le matériel du système d'acquisition de données utilisé durant les essais est un MGCplus, il consiste à mesurer un phénomène électrique ou physique tel que la pression (le niveau de l'eau). Le système d'acquisition de données utilisé est constitué de capteurs, de matériel de mesure par acquisition de données et d'un ordinateur doté d'un logiciel programmable.

Un capteur, comme vu ci-dessus, sert à convertir un phénomène physique en signal électrique mesurable.

Le matériel d'acquisition de données agit comme l'interface entre un ordinateur et les signaux du monde extérieur. Sa fonction principale consiste à numériser les signaux analogiques entrants pour qu'un ordinateur puisse les interpréter. Un ordinateur de bureau a été utilisé au laboratoire et il est doté d'un logiciel CatmanEasy-AP qui simplifie l'acquisition, la visualisation et l'analyse des données de mesure.

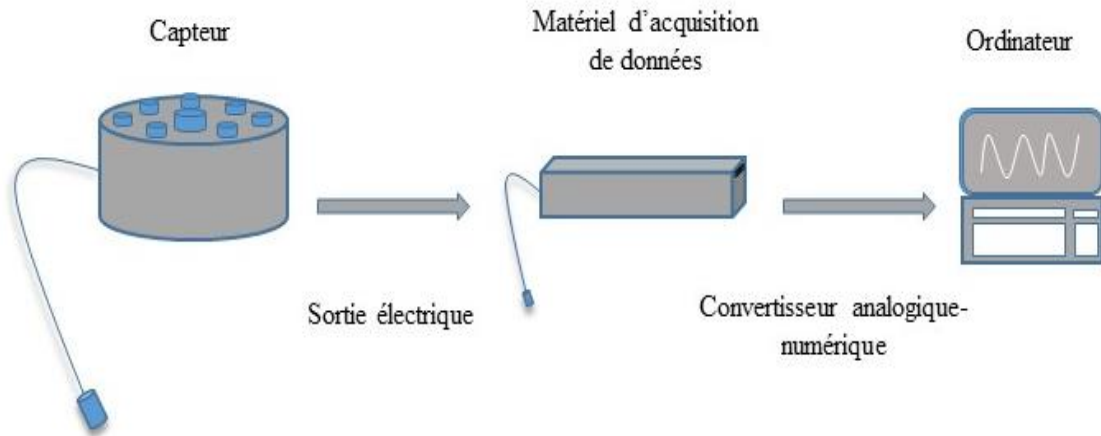


Figure 3. 5: Éléments d'un système d'acquisition de données (DAQ)

g. Matériaux utilisés

Pour connaître certaines propriétés du matériau comme l'aptitude au compactage, la perméabilité et son utilisation comme filtre, le matériau doit subir des essais in situ et des essais au labo afin de connaître ses composantes, de l'identifier et de le classer, car le sol est constitué d'un grand nombre de particules de formes et de dimensions variables.

L'une des techniques de reconnaissance des sols est l'analyse granulométrique qui donne une idée sur la granularité du sol. Cette analyse s'effectue au laboratoire par :

- Le tamisage (pour les particules de dimension supérieure à $80\mu\text{m}$) ;
- La sédimentation (pour les particules de dimension inférieure à $80\mu\text{m}$) ;
- La centrifugation (pour les très fines particules de dimension inférieure à $0.5\mu\text{m}$).

Dans ce cas, c'est l'essai par tamisage qui a été effectué du fait que le matériau est du sable (voir Figure 3.6)



Figure 3. 6: Types de sables utilisés ; (a) Sable A (b) Sable B

Les résultats de l'essai sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 1: Résultats de l'analyse granulométrique par tamiaje.

	Ouverture du tamis	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
Sable A	4,75	39,9	39,9	3,99	96,01
	2	230,7	270,6	27,06	72,94
	1,18	139,8	410,4	41,04	58,96
	0,6	194	604,4	60,44	39,56
	0,3	248,6	853	85,30	14,70
	0,15	117,3	970,3	97,03	2,97
	0,075	22,3	992,6	99,26	0,74
	fines	6,9	999,5	99,95	0,05
Sable B	4,75	0	0	0,00	100,00
	2	0	0	0,00	100,00
	1,18	407,1	407,1	40,71	59,29
	0,6	531,2	938,3	93,83	6,17
	0,3	57,1	995,4	99,54	0,46
	0,15	4,2	999,6	99,96	0,04
	0,075	0,2	999,8	99,98	0,02
	fines	0,2	1000	100,00	0,00

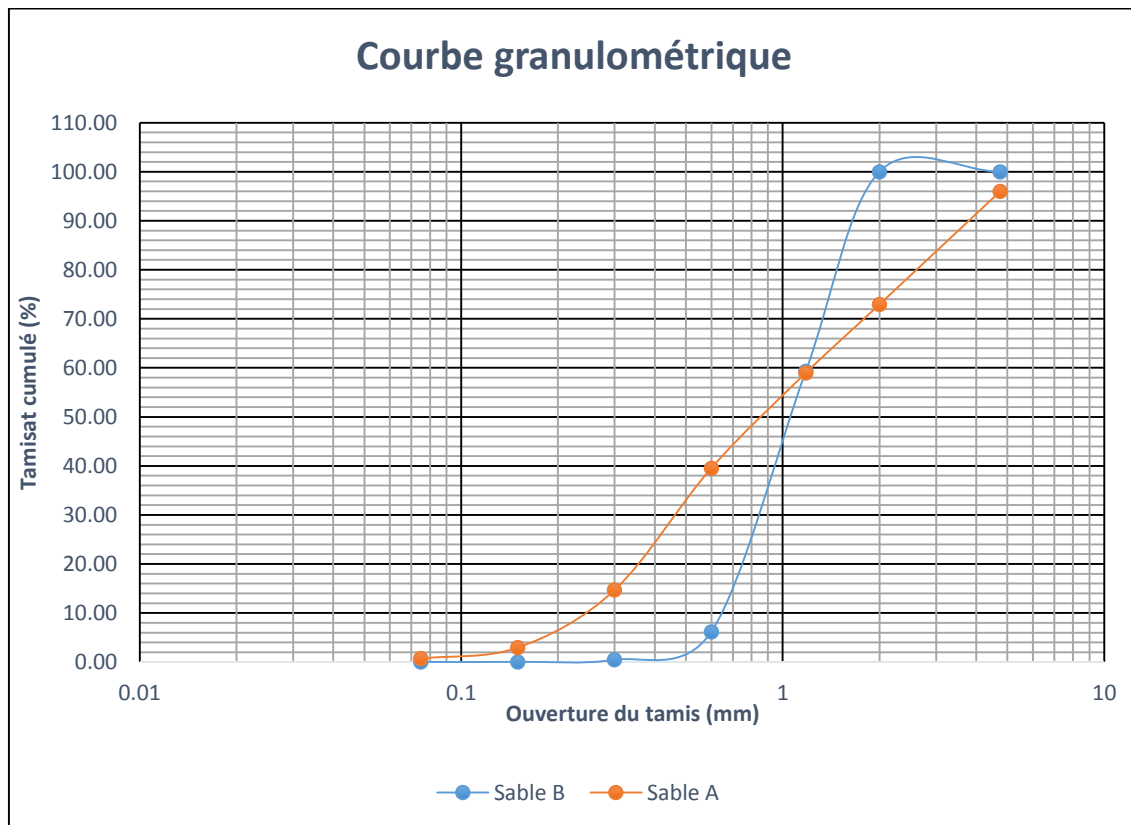


Figure 3. 7: La courbe granulométrique

La courbe granulométrique est caractérisée par deux coefficients – le coefficient d’uniformité C_u et le coefficient de courbure C_c .

$$C_u = \left(\frac{D_{60}}{D_{10}} \right)$$

$$C_c = \left(\frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \right)$$

d_{10} : diamètre moyen des grains correspondant à 10% passant par poids

d_{30} : diamètre moyen des grains correspondant à 30% passant par poids

d_{60} : diamètre moyen des grains correspondant à 60% passant par poids.

La distribution des dimensions des particules est dite

- bien graduée si le coefficient d’uniformité est supérieur à 10 ($C_u > 10$)
- étalée si le coefficient d’uniformité est supérieur à 2 ($2 < C_u < 10$)
- uniforme ou serrée si le coefficient d’uniformité est inférieur à 2 ($C_u < 2$)

Sables	C_u	C_c	Classes
Sable A	5.22	1,4	Sable propre étalé (bien gradué)
Sable B	1.82	0,92	Sable propre uniforme (mal gradué)

Le sable uniforme est constitué principalement de grains d’une seule taille. Par conséquent, le sable étalé présente un large éventail de grains de différentes tailles (Figure 3.8)

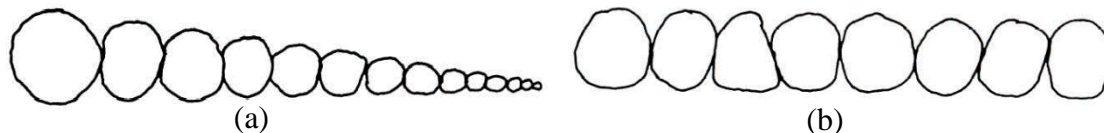


Figure 3. 8: Répartition des grains ; (a) grains de différentes tailles (b) grains d'une seule taille.

La conductivité hydraulique du sable A et du sable B a été mesuré au préalable grâce à l’essai à charge constante et elle vaut respectivement 0,33 mm/s et 3 mm/s.

III.1.2 Principe de l’essai expérimental

L’essai consiste à provoquer, par un Slug dans un puits creusé dans un sol contenant une nappe libre, un rabattement (élévation) du niveau d’eau (la charge hydraulique) dans ce puits et de suivre l’évolution de la courbure du niveau d’eau par l’intermédiaire des capteurs de pression piézométriques qui sont connectés directement à un système d’acquisition de données automatiques.

III.1.3 Dispositif expérimentale

Dans le cadre de cette étude, les essais du choc hydraulique sont réalisés avec quatre slug de différente taille et ce, en utilisant le dispositif expérimental de la Figure 3.9

L’échantillon du sable est alors placé au sein du réservoir comportant les trois puits et capteurs de pression, ce dispositif est également complété d’un socle et d’une rehausse (Table en bois) afin d’isoler les capteurs, qui sont très sensibles, des vibrations sismologiques et pour ne pas avoir des mesures faussées.

Lors du processus expérimental, la charge au niveau des puits tant à augmenter (diminuer) ce qui induit des pressions sur les capteurs qui envoient des signaux au système d'acquisition de données à travers les amplificateurs. Ces signaux seront convertit par les convertisseurs analogique/numérique afin que le micro-ordinateur puisse les interpréter.

L'eau est pompée du conteneur puis injectée au niveau latéral du réservoir jusqu'à saturation du sol.

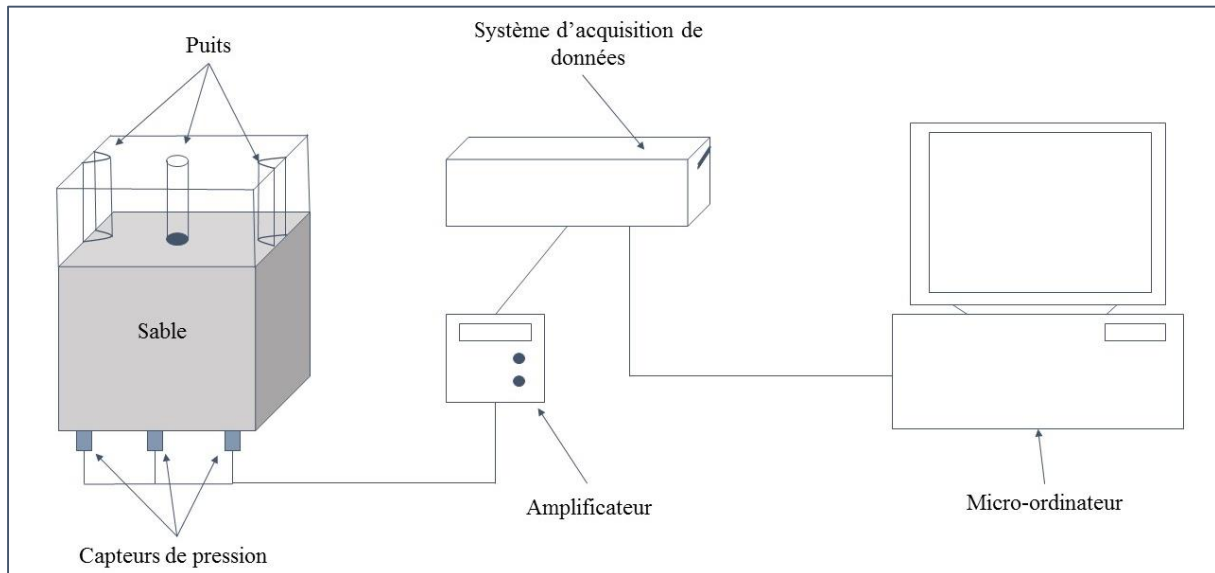


Figure 3. 9: Représentation schématique du montage expérimentale

III.1.4 Protocole expérimentale

La procédure expérimentale permettant de déterminer la conductivité hydraulique des sols, est comme suit :

- (1) Préparer le réservoir à ce qu'il y ait aucune fuite à son niveau ;
- (2) Placer les crépines et les tubes en PVC pour former des puits dans le réservoir ;
- (3) Placer le géotextile au niveau latérale du réservoir et introduire à son niveau du gravier au fur et à mesure du processus de remplissage du réservoir avec du sol ;
- (4) Remplir le réservoir avec de l'eau déminéralisée et désaérée et ce, par palier. De l'eau désaérée a été utilisée pendant les essais ce qui a pour conséquence de réduire le rôle de l'air dans les pertes de charge et d'assurer une meilleure saturation ;
- (5) Déposer le sable dans le réservoir jusqu'au frôlement du niveau d'eau de l'étape (4) ;
- (6) Compacter le sable ;
- (7) Refaire les étapes (4), (5) et (6) jusqu'à ce que le niveau voulu soit atteint dans le réservoir ;
- (8) Laisser le sable se saturer pour une durée minimale de 48 heures ;
- (9) Commencer les essais du choc hydraulique, en injectant le slug dans le puits d'une façon rapide, puis patienter un instant pour que le niveau d'eau regagne son niveau initial pour retirer le slug rapidement une autre fois.
- (10) Débuter la sauvegarde, des données obtenues durant les essais, au même temps que l'étape (9), par le programme du système d'acquisition de données ;
- (11) Tracer les courbes de variation du niveau d'eau en fonction du temps, tel qu'il est décrit dans la méthode de Bouwer and Rice (1976), et cela pour les deux cas (rabattement et remontée du niveau d'eau) ;

- (12) Déterminer la conductivité hydraulique du sol à l'aide de l'équation (II.35) après avoir calculer $\ln(R_e/r)$ à l'aide de l'équation (II.36).
- (13) Refaire les étapes (9), (10), (11) et (12) pour chaque puits et pour les 4 slug.

Différents slug sont testés pour chaque puits et les essais sont répétés trois fois afin d'apprécier leur précision. Ce protocole est valable pour former les différentes couches de sols.

III.2. Résultats et discussions

Dans cette partie, les résultats des essais du choc hydraulique sont analysés et interprétés pour les différents cas de figures étudiés afin d'établir l'influence de la position de la crépine sur l'essai du choc hydraulique dans un aquifère à nappe libre.

En premier lieu, c'est le sable mal gradué (homogène) qui a été traité pour chaque puits et pour les différents slug. L'aquifère à nappe libre homogène a pour caractéristiques, une épaisseur de 22,5 cm, une largeur de 35 cm et une hauteur de 32 cm. Les puits d'injection de diamètre de 2,5 cm pénètrent partiellement l'aquifère et ils sont crépinés sur une longueur de 10 cm à une élévation de 10 cm du niveau du substratum et avec une conductivité de saturation $K=3 \text{ mm/s}$

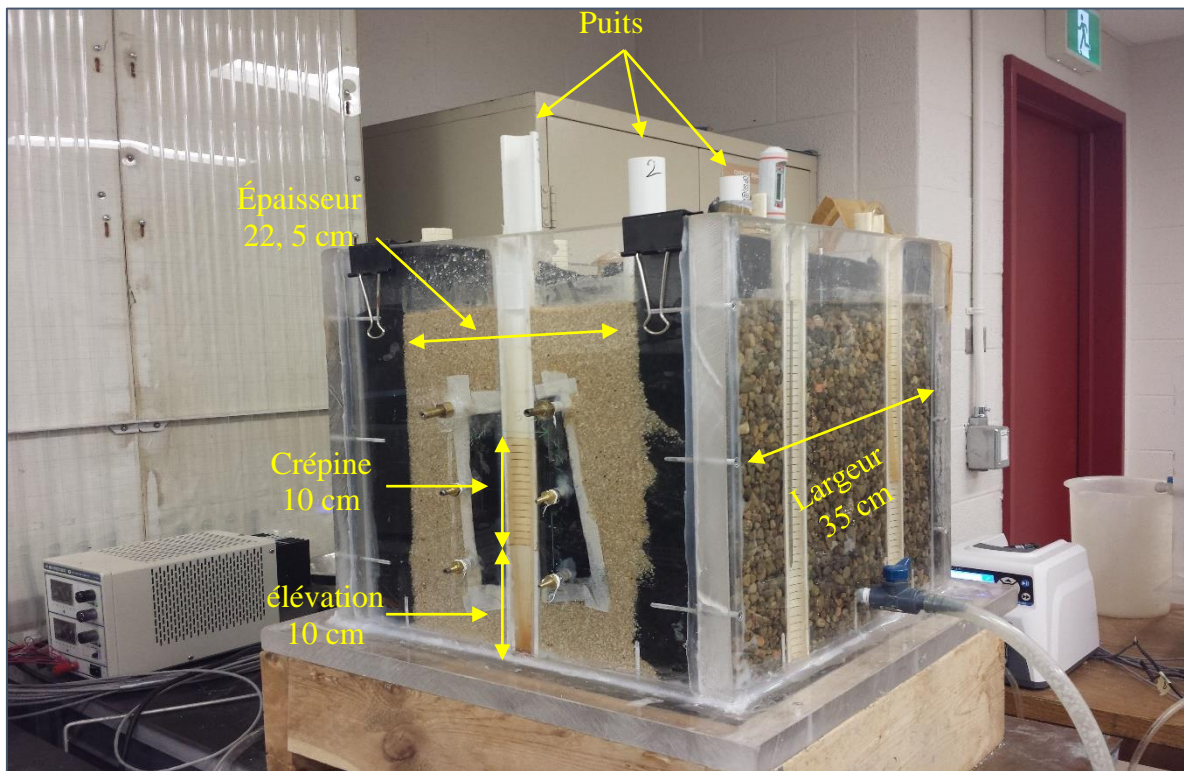


Figure 3. 10: Photographie descriptive du dispositif expérimental (cas 1)

Dans le deuxième cas, les mêmes caractéristiques ont été gardé du premier cas à l'exception du niveau du sable qui a été rabaisé jusqu'au niveau de la crépine ce qui fait une hauteur de 20 cm.

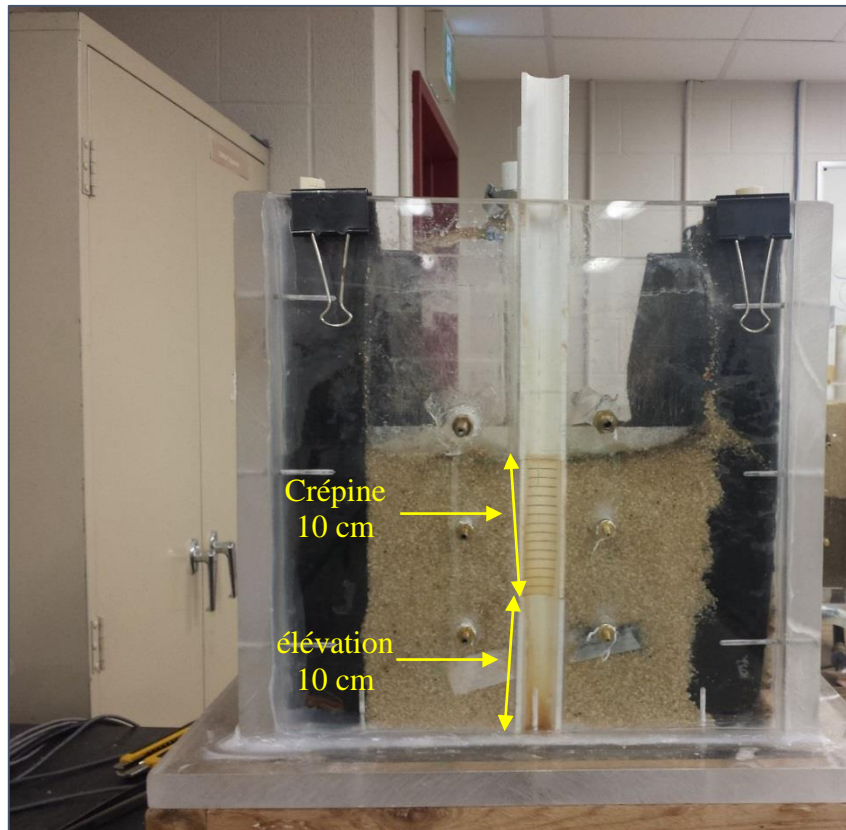


Figure 3. 11: Photographie descriptive du 2ème cas.

Le troisième cas, représente un état hétérogène de l'aquifère où une couche du sable bien gradué de 10 cm de hauteur dont la conductivité hydraulique est de $K= 0,33 \text{ mm/s}$ a été ajoutée pour le 2^{ème} cas.

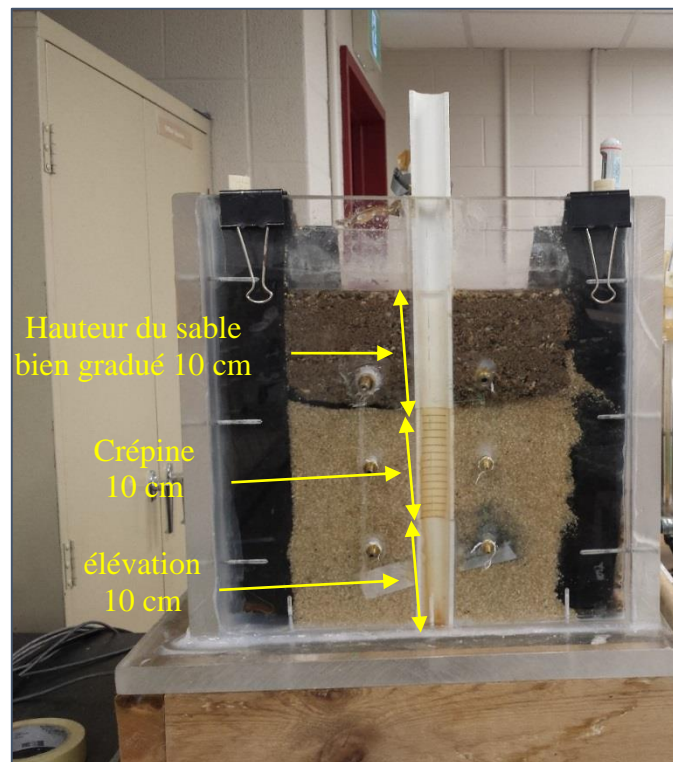


Figure 3. 12: Photographie descriptive du 3ème cas.

III.2.1. Analyses et interprétations

Cas 1 : la crépine est à 12 cm de la surface.

❖ Cas de rabattement du niveau d'eau

Dans cette section, les étapes à suivre pour le calcul de la conductivité hydraulique ont été énumérés pour le slug 1 dans le Puits 1 et c'est les mêmes étapes à suivre pour les autres slug et essais.

De la cuvette d'essai nous avons les données suivantes :

H aquifère = 313,39 mm ;

$L_e = 100$ mm ;

$L_w = 213,39$ mm ;

$r_c = r_w = 12,7$ mm

On peut déterminer le $L_e / r_w = 7,87$ pour déterminer les coefficients A et B de la Figure 2.3 afin de calculer $\ln(R_e / r_w)$.

Les coefficients A et B sont déduits de la Figure 2.3 par projection de la valeur de L_e / r_w sur le graphe et on lit que le coefficient A= 1,8 et B= 0,27.

De l'équation (II.36) ;

$$\ln(R_e / r_w) = 1,45$$

On obtient la pente de la Figure 3.12 (Puis 1_tes1_rabattement) pour calculer la conductivité hydraulique avec la méthode de Bouwer and Rice en utilisant l'équation (II.35) ;

$$K_{22^\circ} = 3,09 \text{ mm/s}$$

De l'équation (I.6) ;

$$K_{20^\circ} = 2,94 \text{ mm/s}$$

Les résultats obtenus pour le puits 1 sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau 3. 2: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 1 et pour différents slug à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,94	2,96	2,83	2,83
test 2	3,1	2,93	2,83	2,83
test 3	3,1	2,96	2,89	2,83
moyenne	3,05	2,95	2,85	2,83

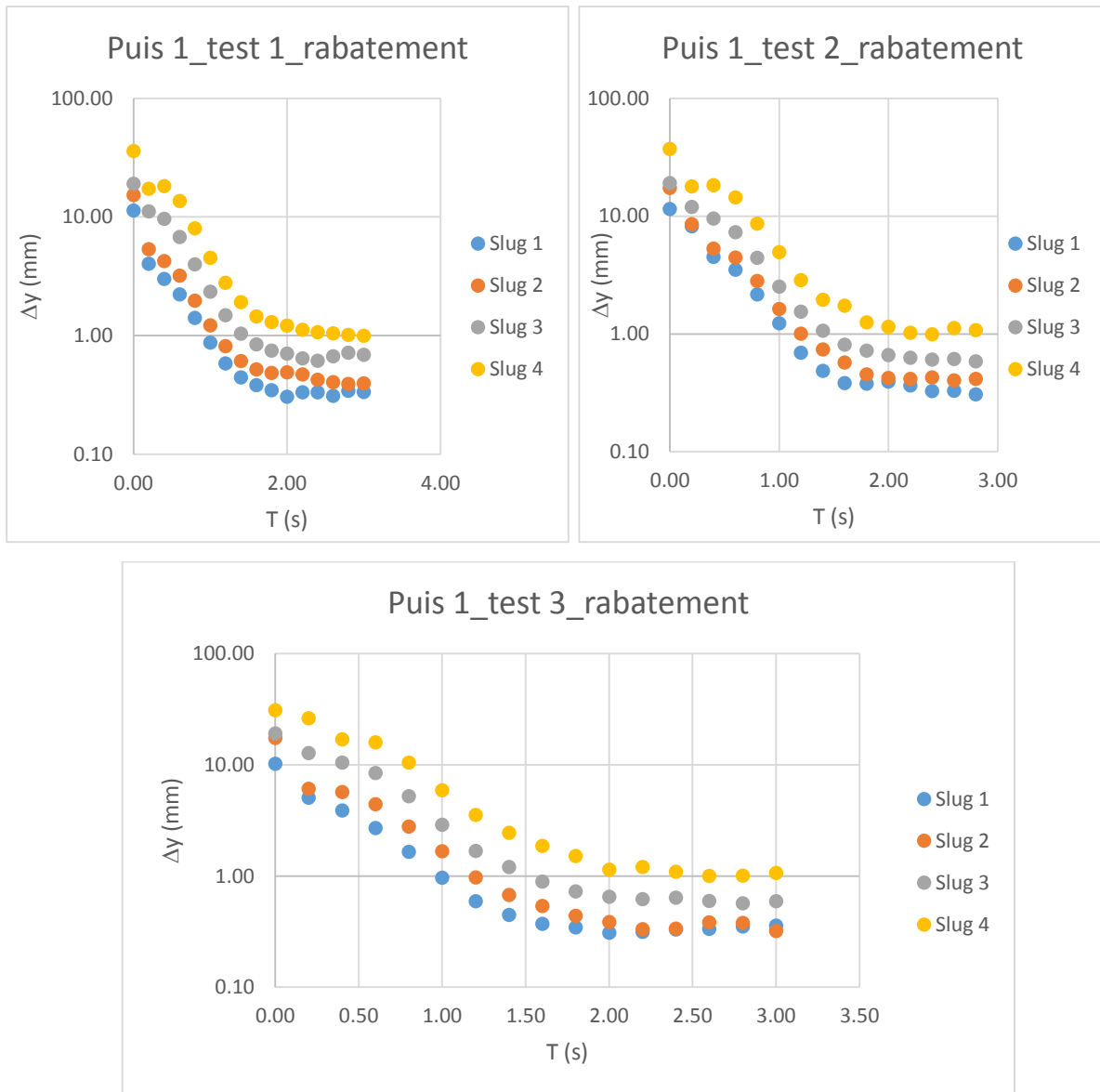


Figure 3. 13: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 1) au rabattement

Du Tableau 3.2, on remarque que la conductivité hydraulique obtenue par les essais du choc hydrauliques, est vraisemblablement du même ordre de grandeur que celle obtenue par l'essai du perméamètre à charge constante.

De la Figure 3.13, on l'en déduit que tous les graphes en ont la même pente ce qui explique la perméabilité obtenue. Cependant, ils ne regagnent pas le même niveau statique en raison des pertes d'eau causé par l'insertion et le retrait des différents slug à plusieurs reprises.

L'application de la méthode de Bouwer and Rice donne les résultats suivant pour le puits 2 ;

Tableau 3. 3: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 2 et pour différents slug à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	3,46	2,88	2,84	3,32
test 2	3,27	3,04	2,84	3,02
test 3	3,48	2,9	3,01	3,09
moyenne	3,40	2,94	2,90	3,14

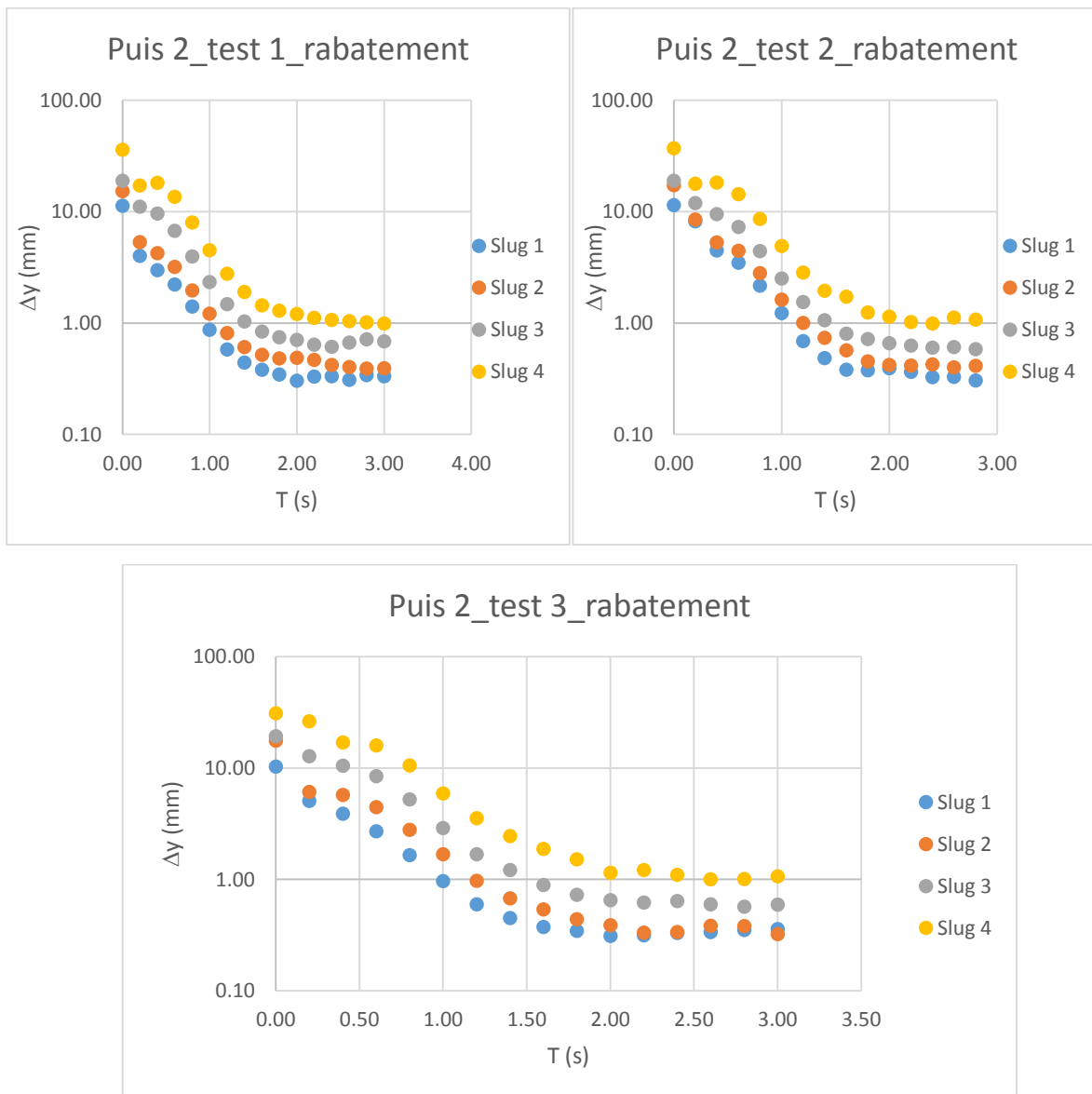


Figure 3. 14: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 cas 1 au rabattement

D'après les résultats exposés dans le Tableau 3.3 la conductivité hydraulique du sable uniforme est similaire à celle obtenue au niveau du puits 1.

La Figure 3.14 confirme les résultats obtenus pour les mêmes raisons vues précédemment.

Pour le puits 3 les résultats obtenus sont dans le tableau suivant ;

Tableau 3. 4: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 3 et pour différents slug à 20°C

K (mm/s)	Puits 3			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	3,15	2,75		
test 2	2,25	2,59		
test 3	2,31	2,64		
moyenne	2,57	2,66		

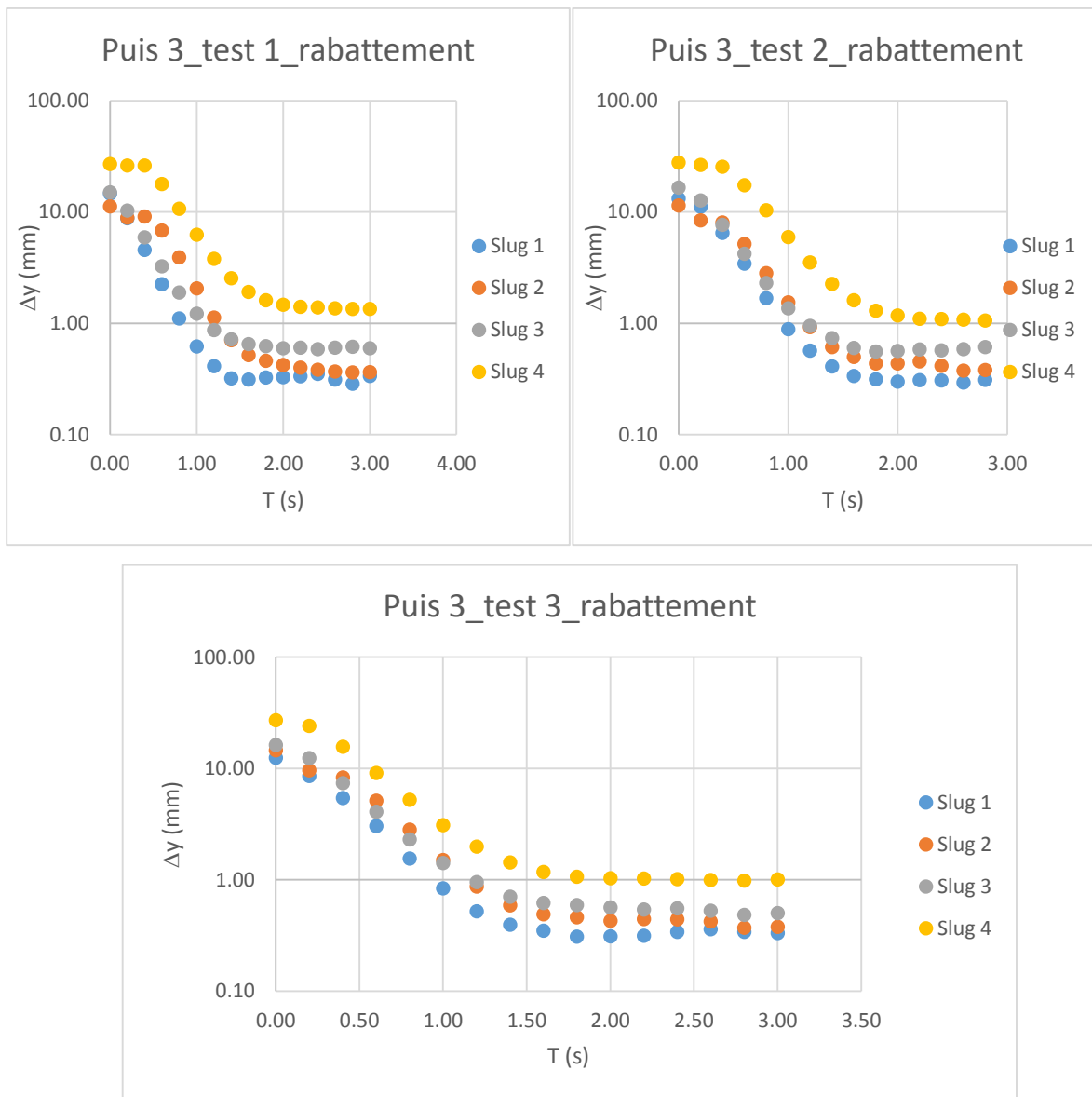


Figure 3. 15: Graphes de y vs t du slug test au Puits 3 (cas 1) au rabattement

Selon le Tableau 3.4, on remarque que pour le puits 3 nous n'avons pas obtenu de résultats pour le slug 3 et 4 du fait que ces derniers se coincent au niveau du puits à cause d'un problème de montage. Concernant les deux autres slug, on voit bien que la perméabilité du sable est légèrement inférieure de celle mesurer lors de l'essai du perméamètre à charge constante mais aussi par rapport aux autres puits d'où la probabilité de fuite au niveau du puits 3 résultant d'un montage défectueux.

❖ Cas de remontée du niveau d'eau

Dans cette partie, les étapes à suivre pour le calcul de la conductivité hydraulique ont été énumérés pour le slug 1 dans le Puits 2 et ça s'applique pour les autres slug et essais.

De la cuvette d'essai nous avons les données suivantes :

H aquifère = 313,72 mm ;

$L_e = 100$ mm ;

$L_w = 213,39$ mm ;

$r_c = r_w = 12,7$ mm

La valeur de $L_e / r_w = 7,87$ ne change pas ce qui fait que les coefficients A et B sont les même que ceux déduit au pare avant.

De l'équation (II.36) ;

$$\ln(R_e / r_w) = 1,45$$

On obtient la pente de la Figure 3.15, test 1 pour calculer la conductivité hydraulique avec la méthode de Bouwer and Rice en utilisant l'équation (II.35) ;

$$K_{22^\circ} = 3,14 \text{ mm/s}$$

De l'équation (I.6);

$$K_{20^\circ} = 2,99 \text{ mm/s}$$

Les résultats du puits 1 sont au niveau du tableau ci-dessous ;

Tableau 3. 5: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 1) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	4,11	3,53	2,76	2,6
test 2	3,42	3,41	2,79	2,58
test 3	3,28	3,53	2,76	2,55
moyenne	3,60	3,49	2,77	2,58

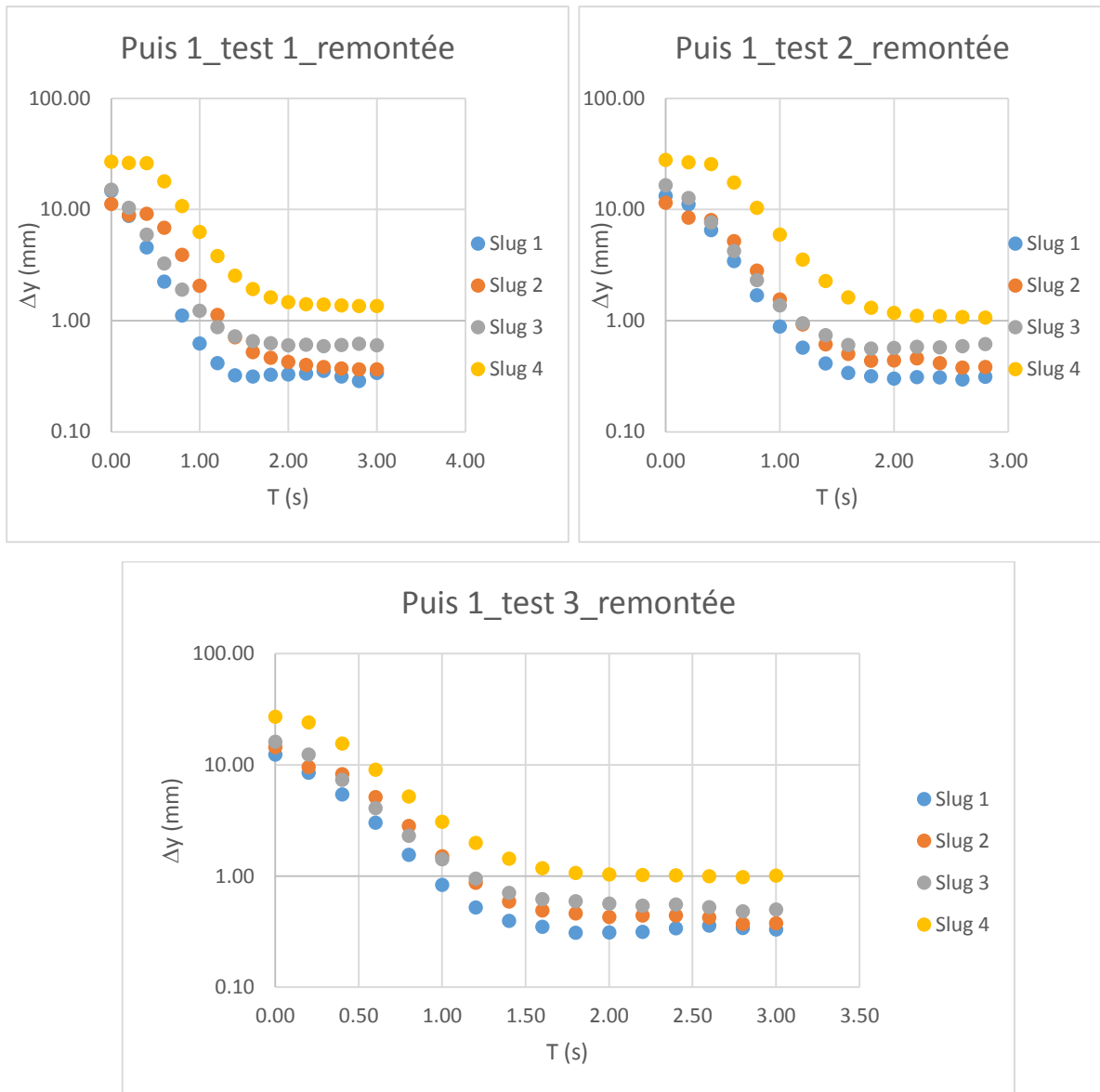


Figure 3. 16: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 1) à la remontée

Du Tableau 3.5 on remarque que la conductivité hydraulique, obtenue par les essais du choc hydrauliques pour le cas de remonter du niveau d'eau, est pareille au cas du rabattement du niveau d'eau où la perméabilité est du même ordre de grandeur que celle obtenue dans le perméamètre à charge constante.

De la Figure 3.16, on l'en déduit que tous les graphes en ont la même pente ce qui explique la perméabilité obtenue. Cependant, ils ne regagnent pas le même niveau statique pour les mêmes raisons citées dans le cas de rabattement du niveau d'eau.

Pour le puits 2 les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. 6: Perméabilité de l'aquifère (cas 1) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	3,46	2,99	2,72	3,03
test 2	3,49	3,16	2,9	3,09
test 3	3,41	3,16	2,9	3,01
moyenne	3,45	3,10	2,84	3,04

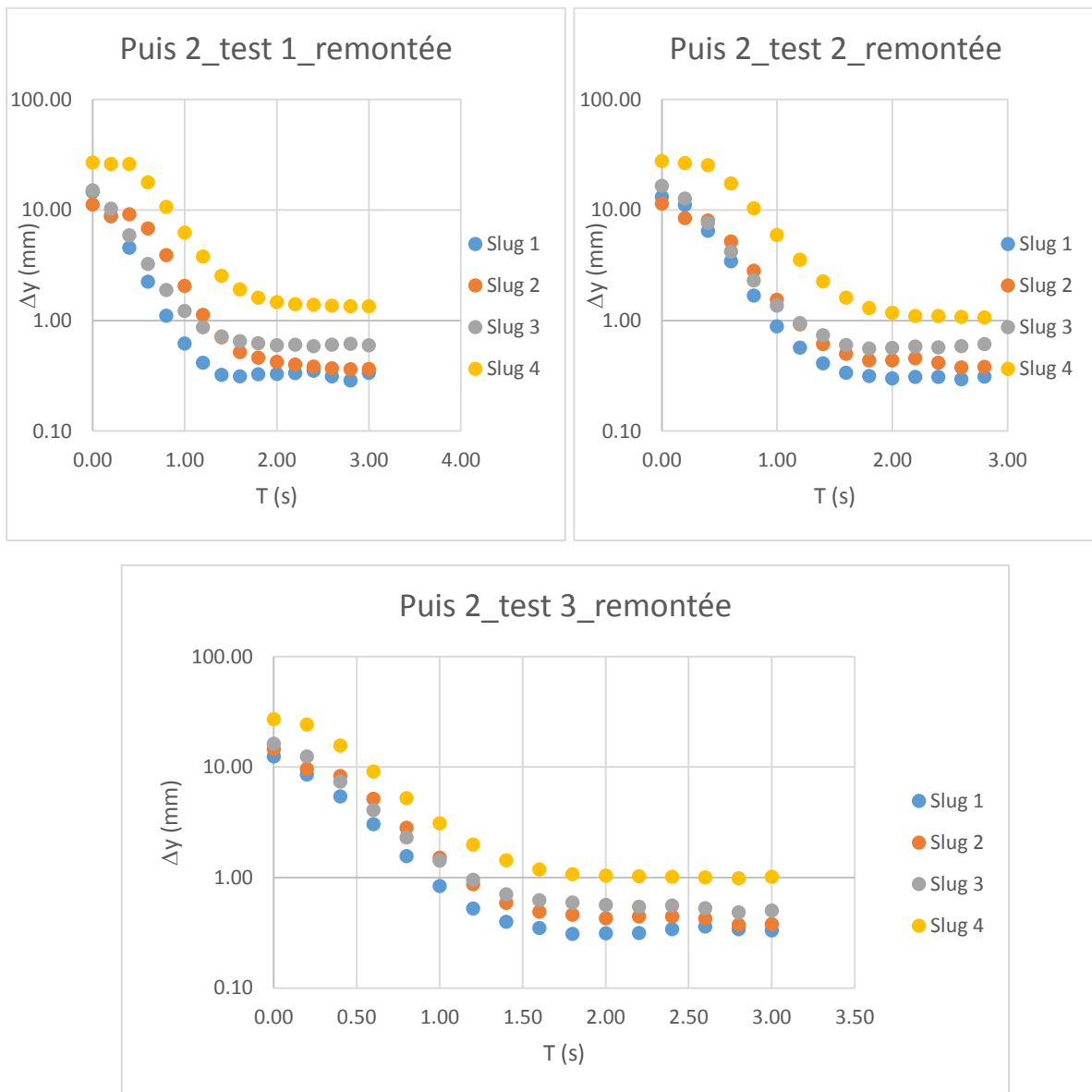


Figure 3. 17: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 1) à la remontée

Du Tableau 3.6 la conductivité hydraulique obtenue pour le puits 2 est vraisemblable à celle obtenue dans le puits 1 et dans le perméamètre à charge constante. La Figure 3.17 confirme les résultats obtenus.

Conclusion

La conductivité hydraulique obtenue par les essais du choc hydraulique pour le cas homogène avec la méthode de Bouwer and Rice est similaire à celle obtenue avec l'essai du perméamètre à charge constante que ça soit pour le cas d'injection ou du retrait du volume d'eau (Slug) pour le cas où la crépine est située à une profondeur de (12cm) de la surface.

Cas 2 : la crépine est au même niveau de la surface de l'aquifère.

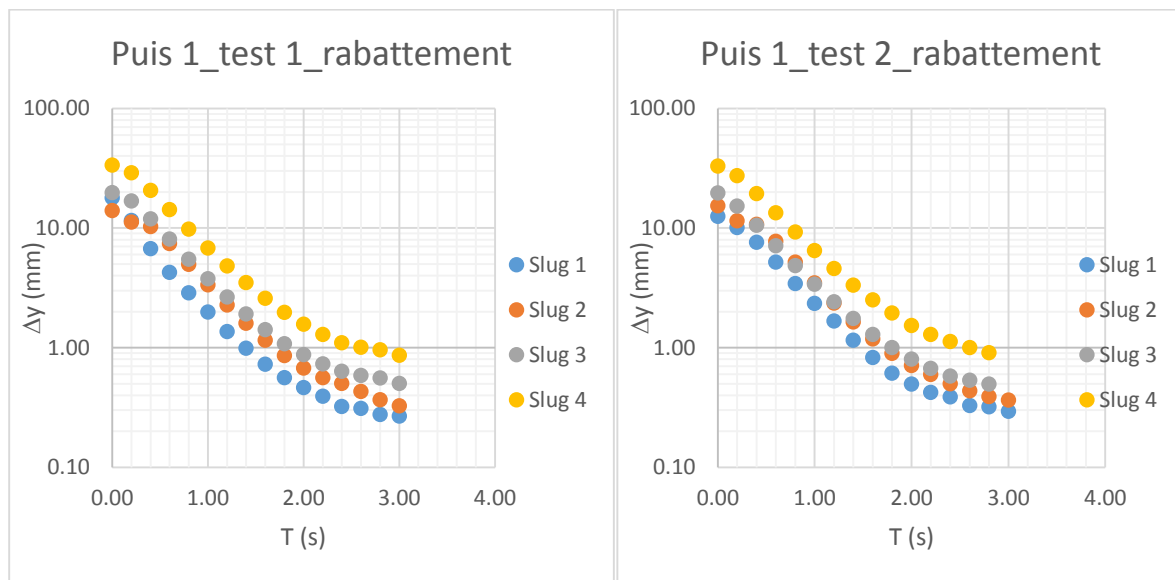
Pour ce cas, nous n'avons pas fait des essais pour le slug 3 et le slug en dépit de leur dimension qui dépasse le niveau de l'aquifère et par conséquent le niveau du puits ce qui fait qu'ils sont rejetés de l'expérimentale car il n'existe pas d'hypothèse qui suppose ce cas.

❖ Cas de rabattement du niveau d'eau

Les résultats du puits 1 se trouvent dans le tableau suivant ;

Tableau 3. 7: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 1 et pour différents slug au rabattement à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,24	3,09		
test 2	2,24	3,15		
test 3	2,32	3,16		
moyenne	2,27	3,13		



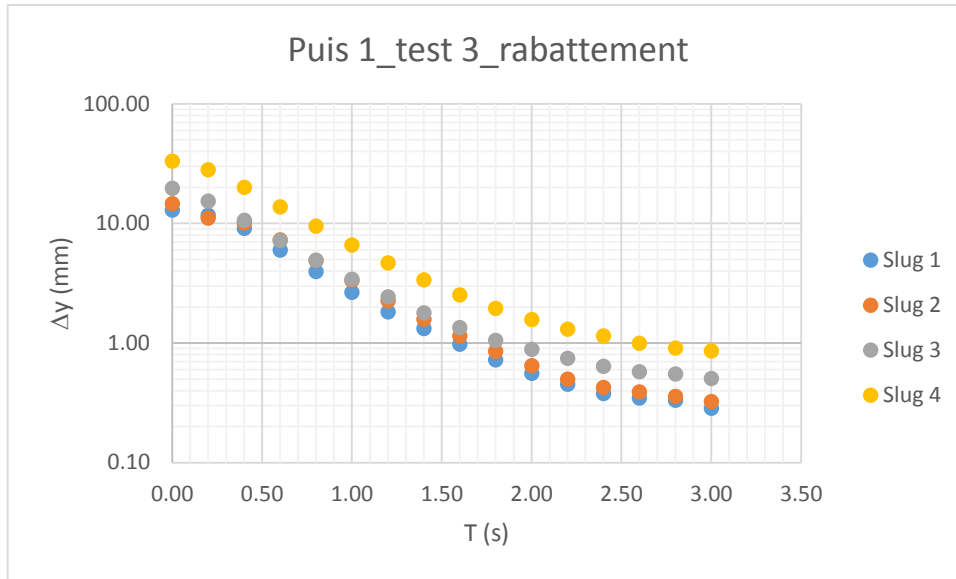


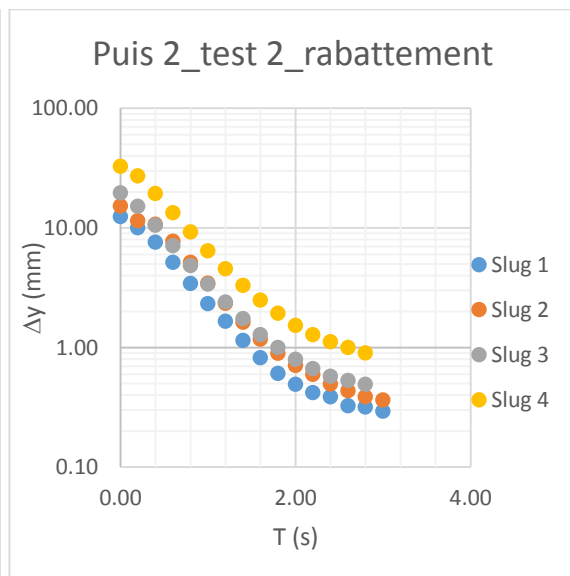
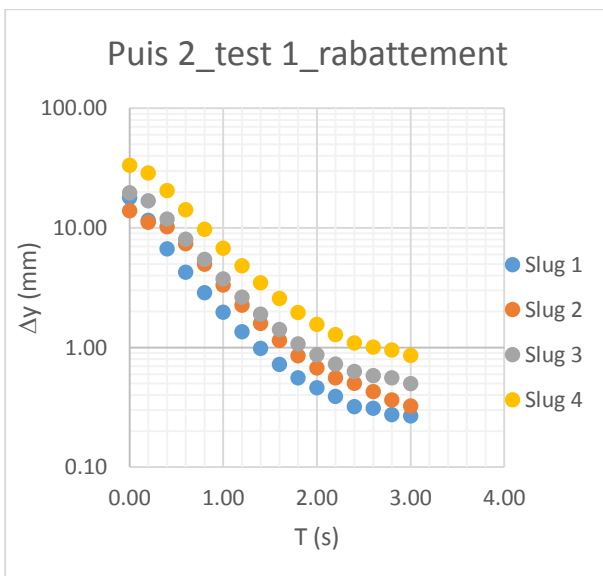
Figure 3. 18: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 2) au rabattement

Du Tableau 3.7, on voit bien que la conductivité hydraulique obtenue par les essais du choc hydrauliques, est légèrement inférieure à celle obtenue dans le perméamètre à charge constante pour le slug 1. Néanmoins, pour le slug 2 la perméabilité obtenue est proche à celle du perméamètre, la Figure 3.18 confirme bien ces résultats.

Les résultats obtenus pour le puits 2 sont présentés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau 3. 8: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 2 et pour différents slug au rabattement à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,24	2,5		
test 2	2,39	2,46		
test 3	2,39	2,5		
moyenne	2,34	2,49		



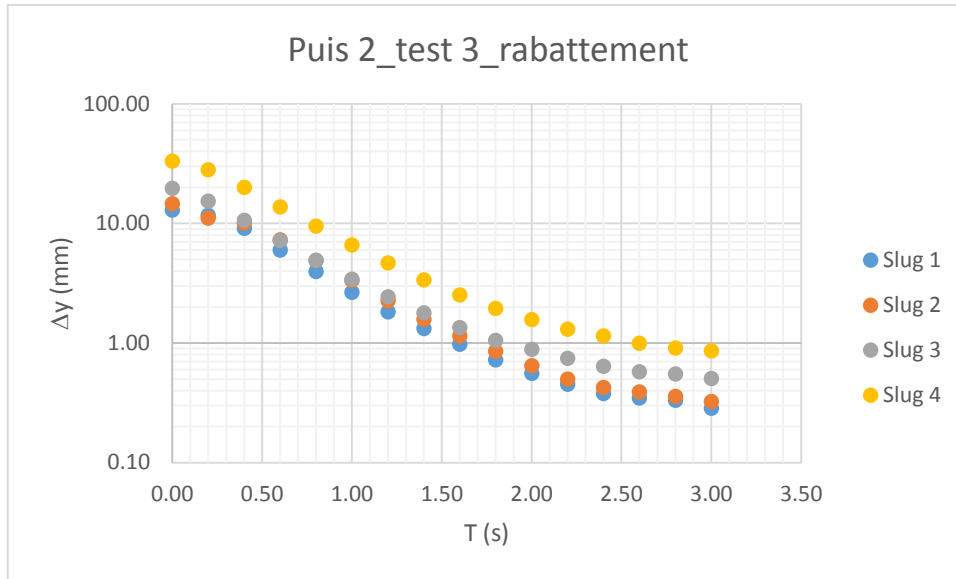


Figure 3. 19 : Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 2) au rabattement:

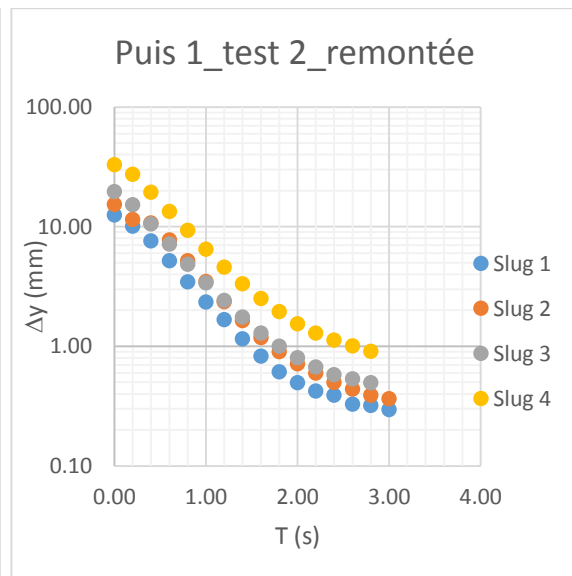
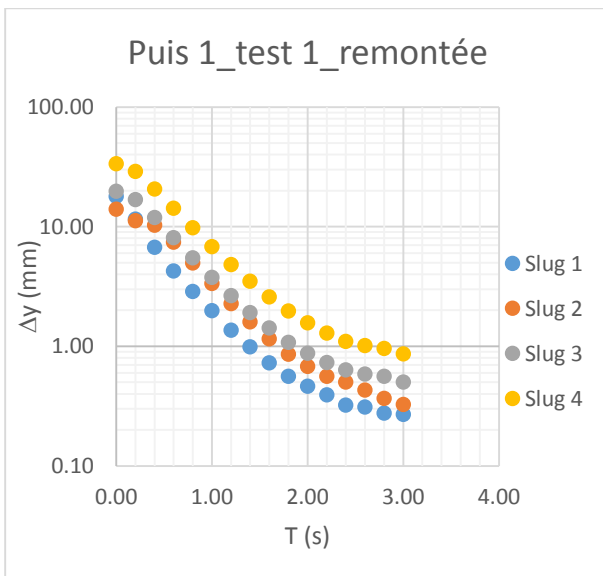
Le Tableau 3.8 indique que la valeur de la perméabilité est inférieure à celle obtenue dans le perméamètre à charge constante.

❖ Cas de remontée du niveau d'eau

Les résultats du puits 1 dans le cas de remontée des eaux sont exposés dans le tableau suivant ;

Tableau 3. 9: Perméabilité de l'aquifère (cas 2) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,24	2,52		
test 2	2,19	2,37		
test 3	2,16	2,77		
moyenne	2,20	2,55		



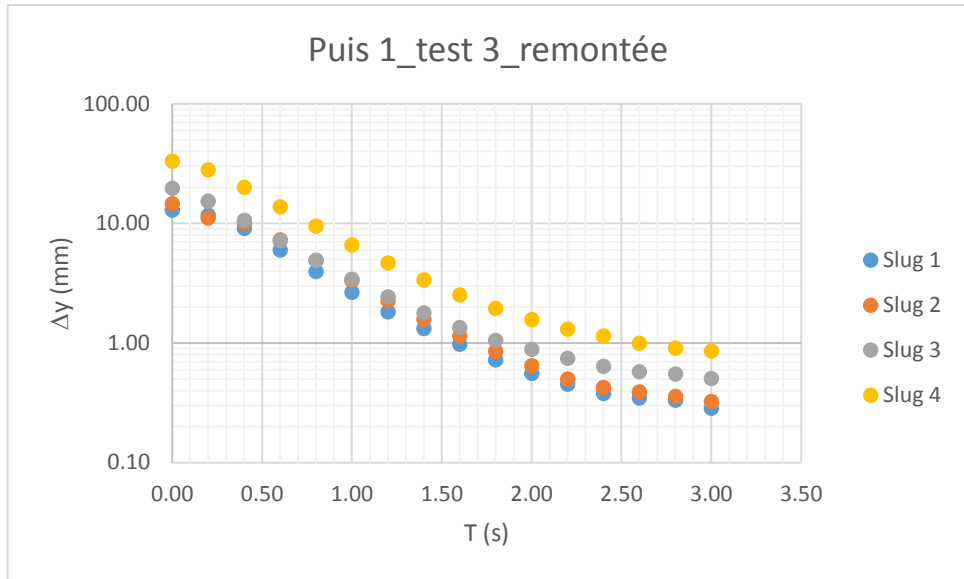


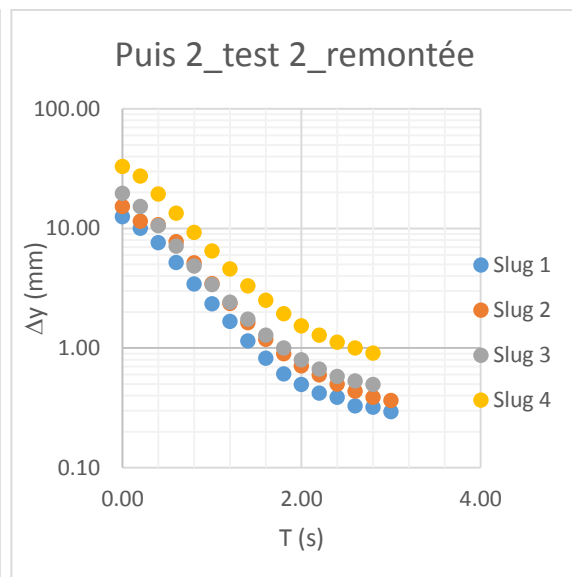
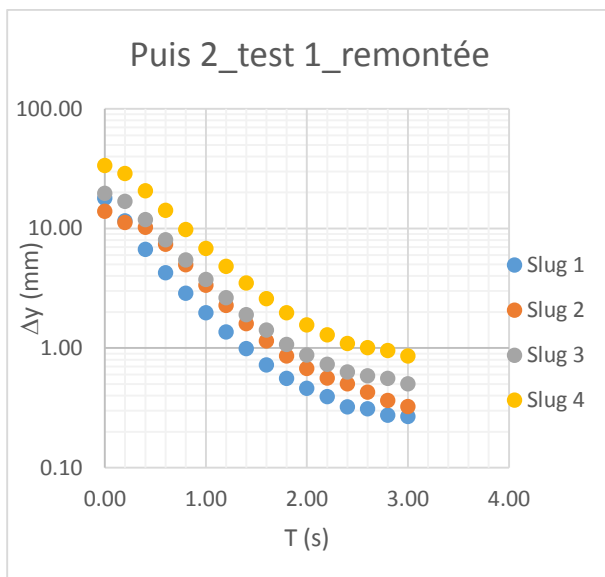
Figure 3. 20: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 2) à la remontée de l'eau

Les résultats obtenus pour ce cas sont vraisemblables à ceux obtenus dans le cas de rabattement du niveau d'eau comme il a été bien illustré dans le Tableau 3.9 et la Figure 3.20

Les résultats des essais pour le puits 2 sont présentés dans le tableau suivant ;

Tableau 3. 10: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 2) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,14	2,22		
test 2	2,14	2,22		
test 3	2,14	2,22		
moyenne	2,14	2,22		



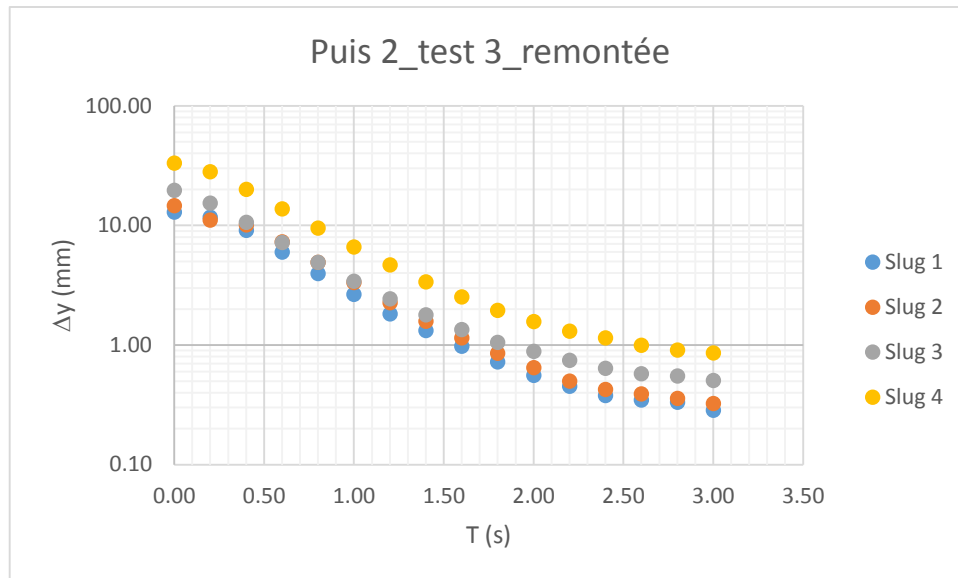


Figure 3. 21: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 2) à la remontée de l'eau

Les résultats exposés dans le Tableau 3.10 et la Figure 3.21 sont similaires à ceux obtenus dans le puits 1.

Conclusion

Pour le cas homogène où le niveau de l'aquifère (du sol) est au même niveau que la crépine, nous avons remarqué que la conductivité hydraulique obtenue par la méthode de Bouwer and Rice est différente de celle obtenue dans le cas 1 pour les deux phases (injection et retrait du Slug).

Pour le cas de remonter du niveau d'eau on s'attendait à obtenir des résultats conforme à ceux obtenus avec l'essai à charge constante, par contre on s'attendait à avoir une perméabilité plus élevée à celle du perméamètre. Les explications les plus plausibles seraient liées à l'aération de l'eau et au matériel utilisé. En effet, même si, les sols ont été saturés avec de l'eau désaérée, le modèle réduit et les réserves d'eau sont par la suite exposés à l'air, créant ainsi une ré-aération de l'eau et le degré de saturation n'atteint pas 100% : de l'air reste piégé dans le sol ou entre les fentes de la crépine. Il est possible qu'à partir d'un certain débit d'eau pompée dans le sable (réservoir), les bulles d'air soient déplacées. Ceci aurait ainsi pour effet de diminuer les pertes de charge par rapport à celles théoriquement attendues. Une autre explication à ces observations serait liée au fonctionnement de la pompe. La pompe utilisée est une pompe qui fonctionne en exerçant des pressions sur les tubes.

Cas 3 : nous avons étudié la perméabilité locale de l'aquifère lorsque nous avons deux strates de sable où la crépine se situe entièrement dans la strate inférieure et elle est en contact direct avec la strate supérieure qui a une perméabilité moins élevée que la couche inférieure ($K_1 > K_2$)

- ❖ Cas de rabattement du niveau d'eau

Les résultats obtenus pour le puits 1 sont résumés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau 3. 11: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 1 et pour différents slug au rabattement à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,44	2,35	2,28	2,14
test 2	2,04	2,09	2,1	2,21
test 3	1,96	2,08	2,1	2,15
moyenne	2,15	2,17	2,16	2,17

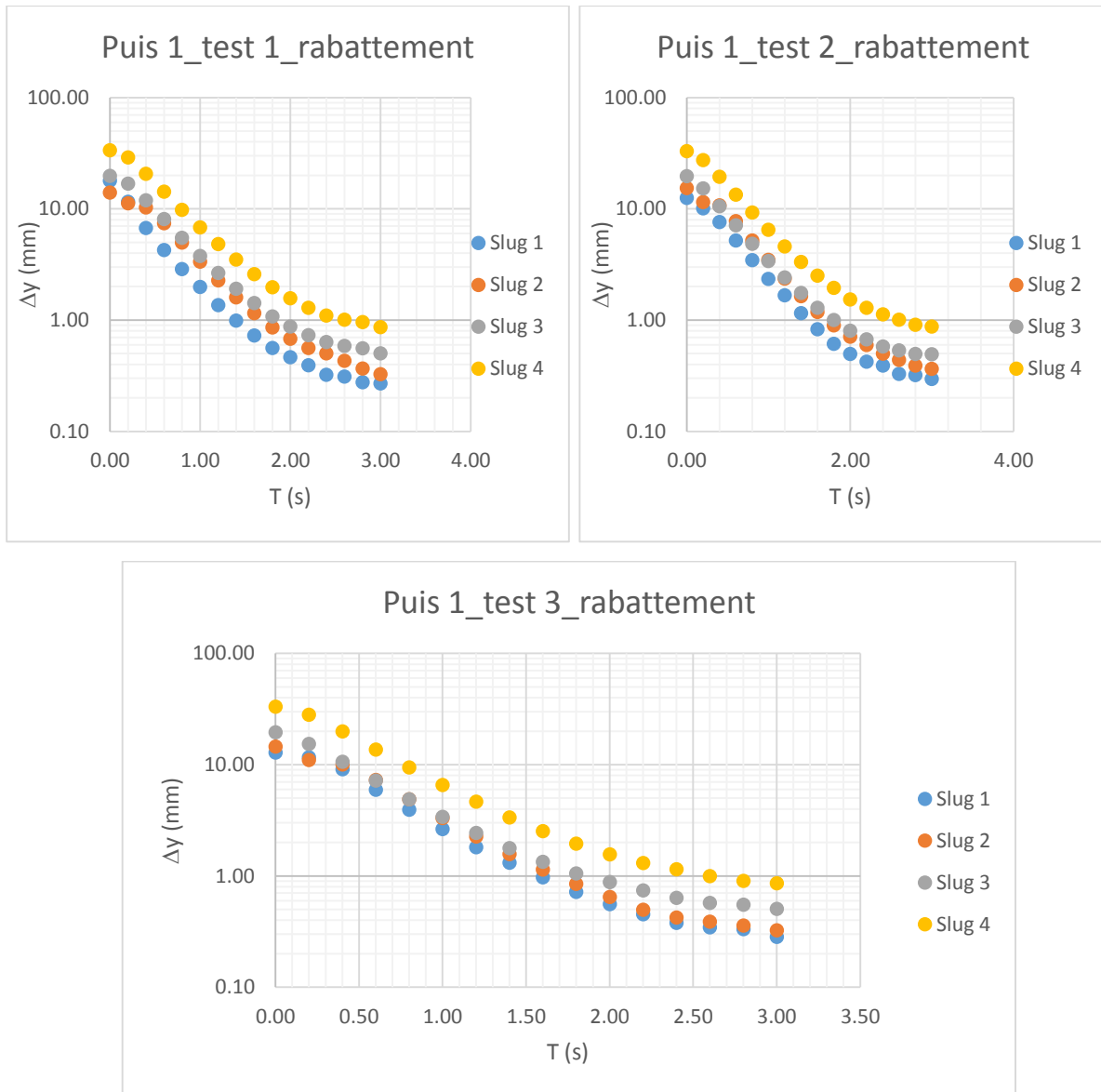


Figure 3. 22: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 3) au rabattement du niveau d'eau

Du Tableau 3.11, on voit bien que la conductivité hydraulique obtenue par les essais du choc hydrauliques, est inférieure à la perméabilité du sable mal gradué mais largement supérieur à la perméabilité du sable bien gradué.

De la Figure 3.22 on l'en déduit que tous les graphes en ont la même pente ce qui explique la perméabilité obtenue. Cependant, ils ne regagnent pas le même niveau statique pour les mêmes raisons citées au pare avant.

Les résultats des essais sont exposés dans le tableau suivant pour le puits 2 ;

Tableau 3. 12: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 2 et pour différents slug au rabattement à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,02	2,16	2,29	2,14
test 2	2,25	2,25	2,21	2,14
test 3	2,11	2,16	2,01	2,14
moyenne	2,13	2,19	2,17	2,14

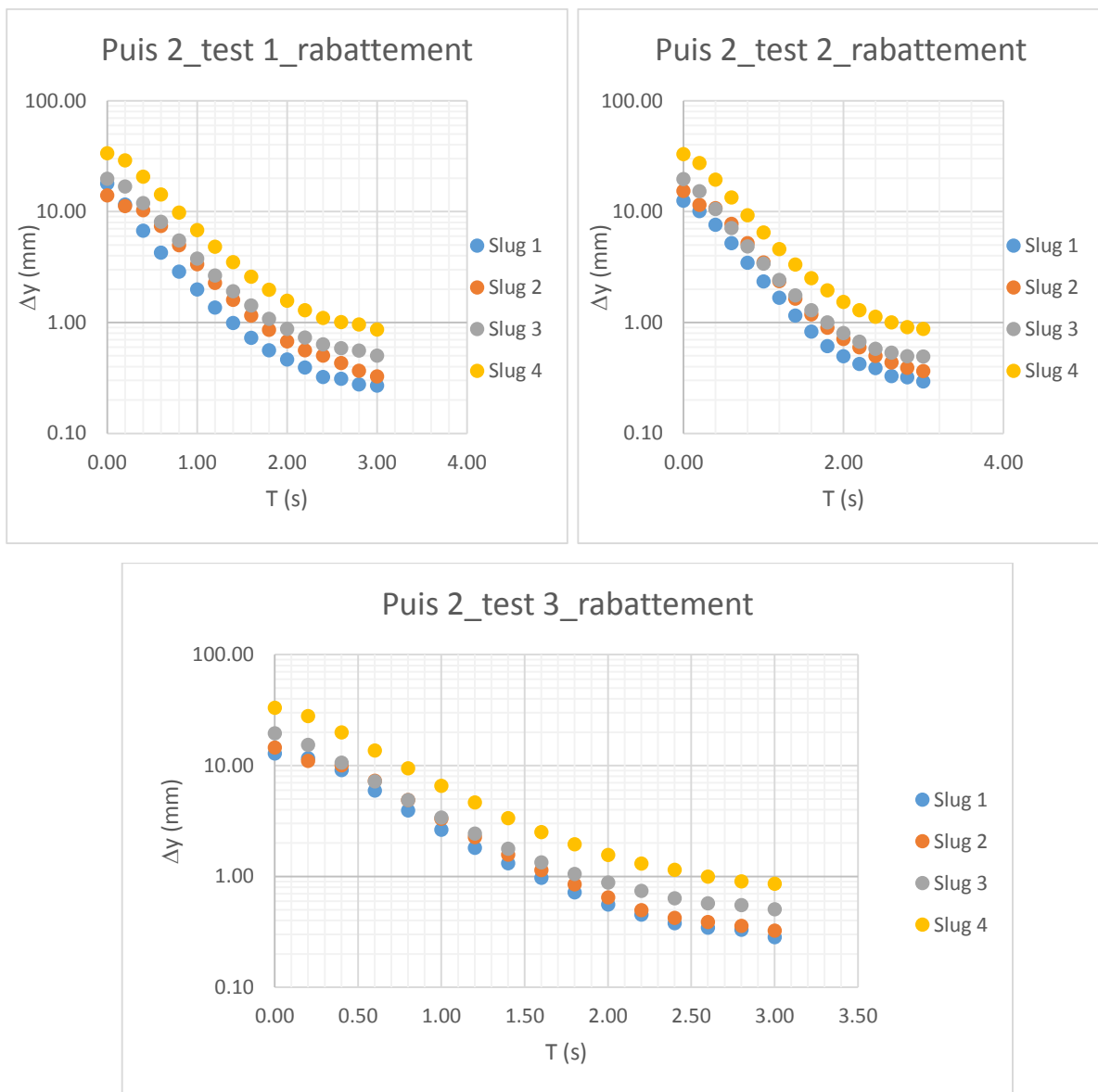


Figure 3. 23: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 3) au rabattement du niveau d'eau

Le puits 2, confirme les résultats obtenus pour le puits 1 comme le montre le Tableau 3.12 et la Figure 3.23.

❖ Cas de remontée du niveau d'eau

Tableau 3. 13: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 1 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 1			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,54	2,22	2,33	2,25
test 2	3,05	2,21	2,33	2,29
test 3	2,54	2,86	2,36	2,32
moyenne	2,71	2,43	2,34	2,29

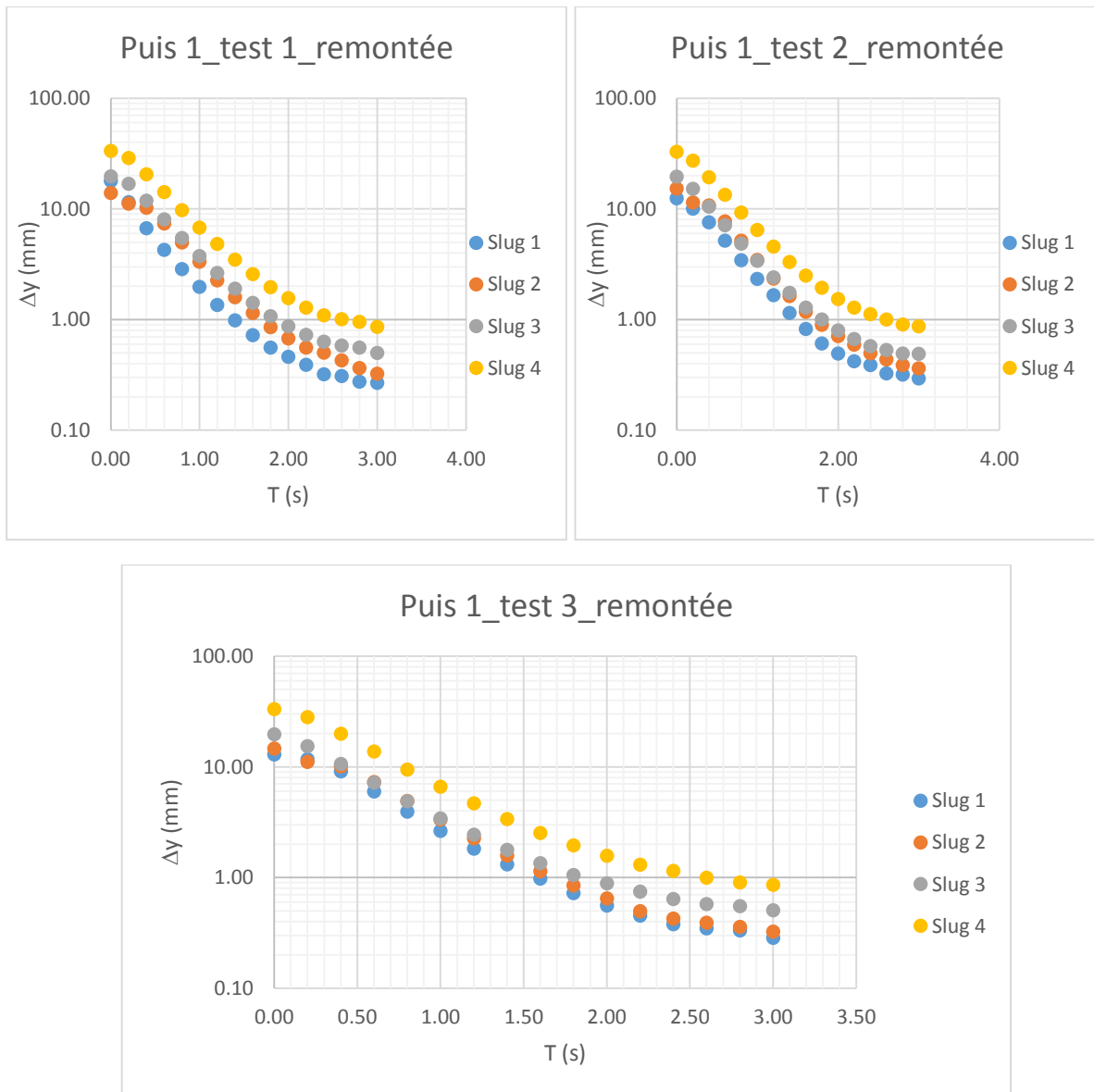


Figure 3. 24: Graphes de y vs t du slug test au Puits 1 (cas 3) à la remontée du niveau d'eau

Les résultats obtenus pour le cas de remontée du niveau d'eau sont vraisemblables au cas du rabattement du niveau d'eau dans le puits, comme il l'explique aussi bien le Tableau 3.13 et la Figure 3.24.

Les résultats du puits 2 pour l'essai du choc hydraulique sont résumés au niveau du tableau suivant :

Tableau 3. 14: Conductivité hydraulique de l'aquifère (cas 3) pour le puits 2 et pour différents slug en remontée à 20°C

K (mm/s)	Puits 2			
	Slug 1	Slug 2	Slug 3	Slug 4
test 1	2,5	2,26	2,26	2,13
test 2	2,33	2,26	2,25	2,13
test 3	2,13	2,22	2,09	2,13
moyenne	2,32	2,25	2,20	2,13

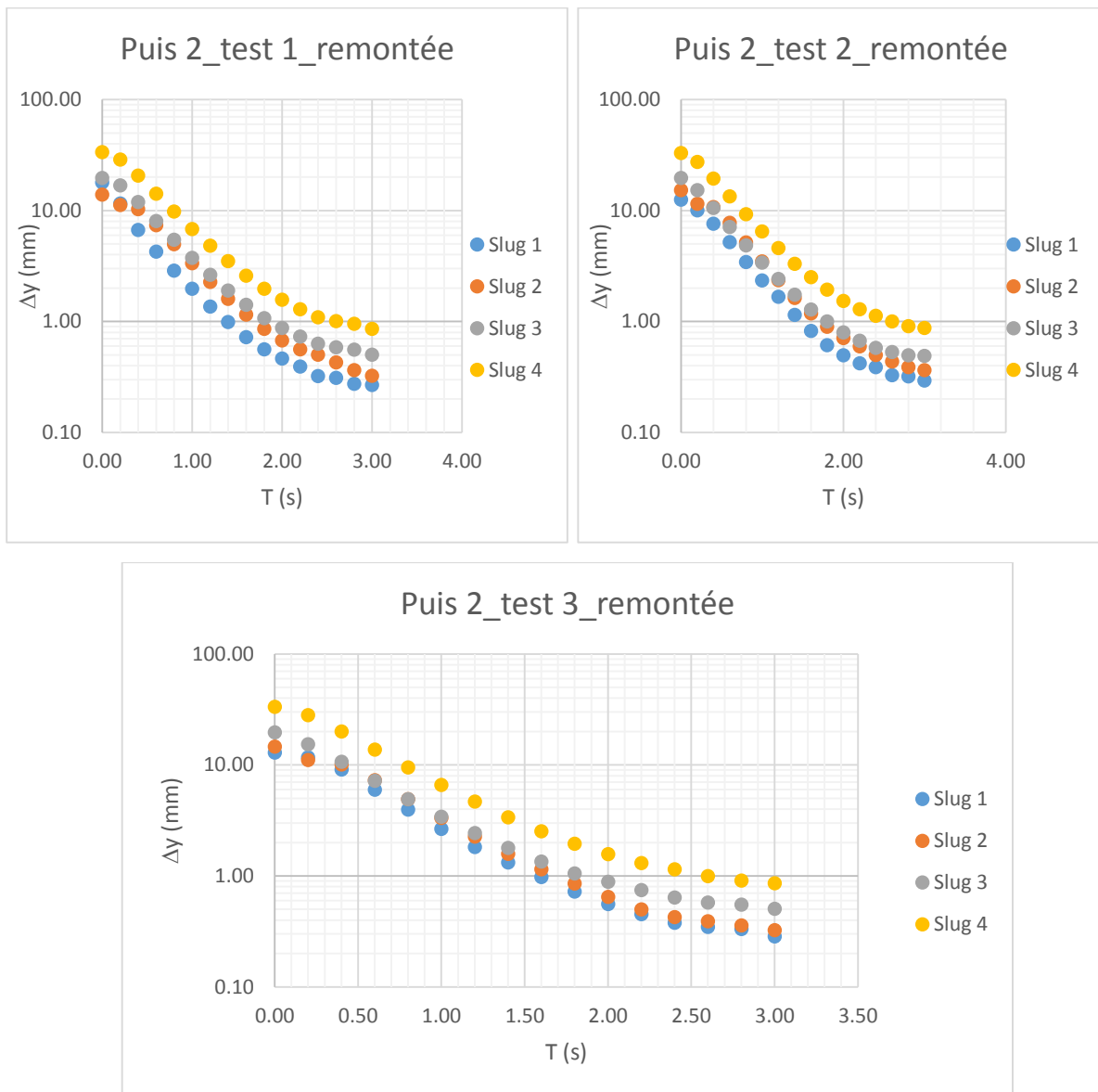


Figure 3. 25: Graphes de y vs t du slug test au Puits 2 (cas 3) à la remontée du niveau d'eau

Les résultats du puits 2 sont vraisemblable aux résultats du puits 1 comme on peut le voir sur le Tableau 3.14 et la Figure 3.25.

Conclusion

Dans ce dernier cas, la conductivité hydraulique locale de l'aquifère obtenue en utilisant la méthode de Bouwer and Rice pour les phases d'injection et de retrait d'un des slug est légèrement influencée par la strate supérieure du fait que la crépine est en contact directe avec elle. Tout bien considéré, on en déduit que la strate supérieur, dans notre cas, a une très grande influence sur la perméabilité de l'aquifère à nappe libre.

L'explication de la diminution de la perméabilité est liée aux pertes de charges survenues au niveau du contact de la crépine avec la strate supérieure car la strate inférieure est très perméable.

Par ailleurs, pour montrer la zone d'influence des différents slug, nous avons coloré l'eau de l'un des puits et nous avons collé sur le plexi glace une échelle centimétrique afin de mesurer l'ordre de grandeur de la zone d'influence aux alentours de la crépine. (Voir Figure 3.26)

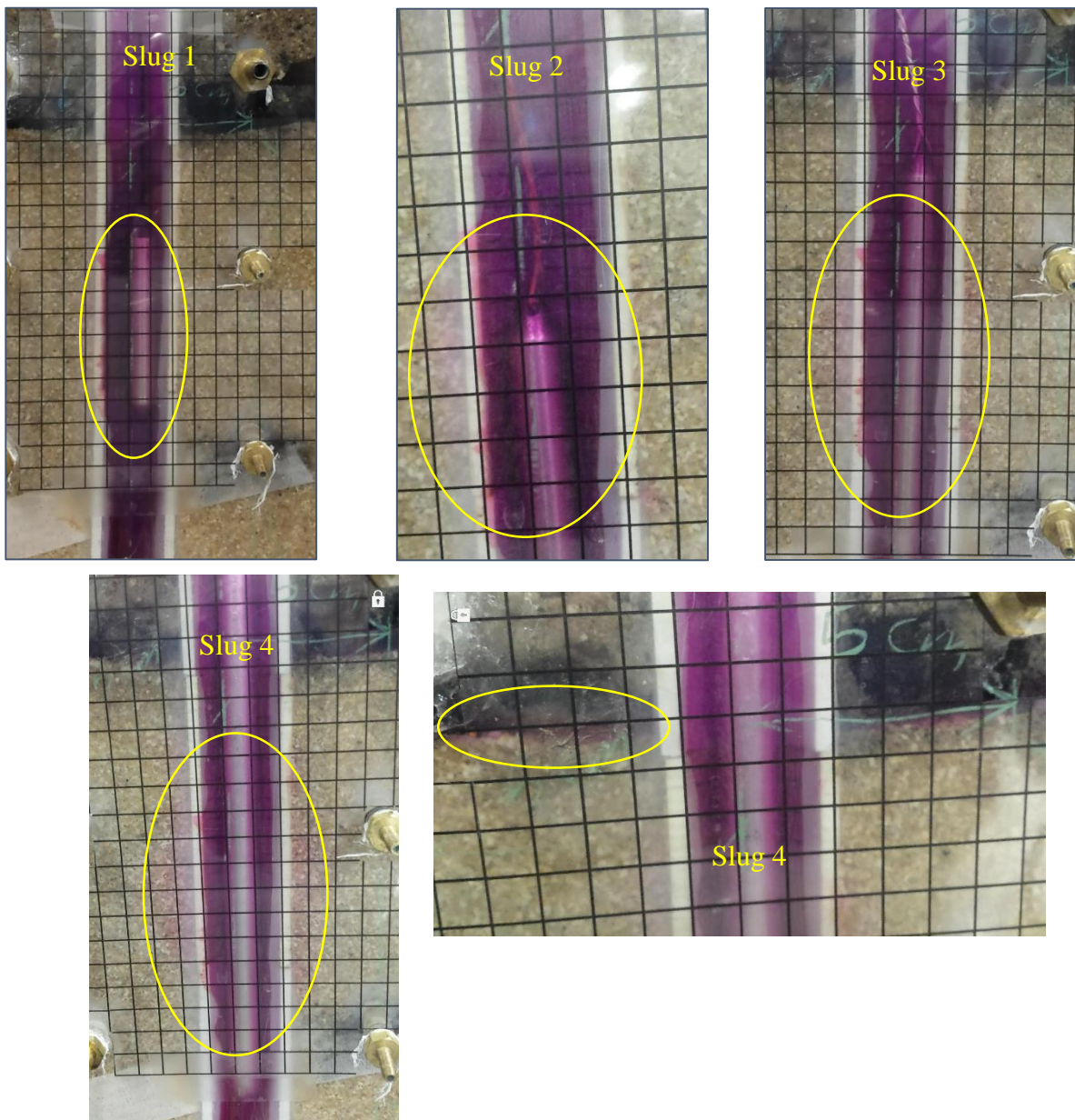


Figure 3. 26: Zone d'influence des différents slug au niveau de la crépine

De la Figure 3.26, on voit bien que la zone d'influence du slug 1 est de quelques millimètres et ce n'est pas très lisible du fait des fentes de la crépine qui est dirigé vers l'intérieur du modèle, de même pour le slug 2, par contre, on peut visualiser qu'il est proche de 1 cm. En revanche pour le slug 3 on visualise mieux la zone d'influence qui dépasse les 1 cm, ce qui est de même pour le slug 4 qui atteint les 2 cm où l'on peut même voir de la couleur au-dessus de la crépine qui est en contact directe avec la strate supérieure.

Au fond, la zone d'influence est importante de plus en plus que le volume injecté (le slug) est plus grand.

Chapitre IV :

Modélisation 3D des résultats expérimentaux par le logiciel SVOffice 5

IV.1. Introduction

En général, l'hétérogénéité, l'anisotropie et différents paramètres, influençant les résultats du choc hydraulique, ne sont pas pris en considération lors du calcul de la conductivité hydraulique, car la plupart des méthodes d'interprétation supposent le sol homogène et isotrope. Cette approche de base est modifiée ici par la prise en compte des paramètres tels la succion, la granulométrie, la température, ...etc.

Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent la prise en compte de ces paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réalistes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis et les bases de données pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce travail, le logiciel SV Office 5, développé par SoilVision Systems Ltd, a été utilisé pour réaliser les calculs de la conductivité hydraulique. Ce logiciel nous a permis de modéliser les écoulements du fluide (l'eau) en appliquant les résultats des analyses expérimentales et paramétriques du fluide et des sols utilisés ainsi que la géométrie réelle de l'acquière. Le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différents modules (SVFlux, SVChem, SVHeat, SVSlope, SVSoils, SVDesigner et SVAir) utilisés pour des problèmes variés, sa performance, sa souplesse, la modélisation et l'analyse en 3D, génération et raffinement automatique du maillage, ...etc. ce logiciel se veut complet et répond bien aux objectifs fixés dans le mémoire.

IV.2. Présentation du logiciel

SoilVision Systems Ltd, a été créée en 1997 par Murray Fredlund, PhD., P. Eng. C'est un logiciel de simulation qui permet de modéliser et de traiter des problèmes de géotechnique, d'hydrogéologie, d'hydrologie, de géo-environnement, de géologie, ... etc. Le code des éléments finis permet de modéliser des géométries plus complexes que leurs équivalents de différences finies. SVOFFICE 5 fournit la puissance du moteur de solution d'éléments finis FlexPDE. FlexPDE offre les avantages d'un solveur général d'éléments finis, d'une génération de maillage entièrement automatique et d'un raffinement de maillage dans les modèles 1D, 2D et 3D.

Dans son architecture globale, ce programme est composé de sept modules distincts. Voici une brève présentation de ces différents modules :

- **SVFlux** : est conçu pour modéliser les infiltrations et les écoulements des eaux souterraines dans les sols et les roches saturés ou non saturés. Ce programme permet la simulation par éléments finis en 1D, 2D, axisymétrique et 3D des écoulements souterrains en régime permanent et transitoire.
- **SVChem** : est capable de modéliser le transport de contaminants à travers les zones saturées et non saturées de sol et de roche. Un suivi simple des particules peut être réalisé, ainsi que la modélisation des processus d'advection, de diffusion, d'adsorption, de désintégration et de densité. Ce module s'applique aux projets géotechniques, géo-environnementaux, miniers et hydrogéologiques.
- **SVHeat** : calcul des mouvements de chaleur conducteurs et convectifs dans les sols gelés ou non gelés. Il a la capacité de manipuler des fondations de bâtiment, des pipelines, ou des thermosiphons et l'entrée des données détaillées de station météorologique de climat pour calculer l'influence des conditions atmosphériques.

- SVSlope : permet d'effectuer une analyse classique de l'inclinaison limite d'équilibre des pentes de sol ou de roche par la méthode des tranches ou des méthodes plus récentes basées sur le stress pour calculer la stabilité des pentes.
- SVSoils : est le premier produit au monde à estimer les propriétés hydrauliques de la modélisation de flux dans les sols non saturés tels que la courbe caractéristique sol-eau ou la courbe de conductivité hydraulique insaturée.
- SVDesigner : est un constructeur de maquettes 3D conceptuel convivial qui permet de visualiser et de manipuler les données géotechniques / hydrogéologiques.
- SVAir : peut être utilisé pour modéliser la dissipation des pressions interstitielles et l'infiltration de vapeurs dans les sols non saturés. Les niveaux de saturation peuvent être importés de SVFLUX. Il est possible de créer des modèles stables ou à états transitoires. SVAIR peut être appliqué à des projets d'ingénierie géotechnique, civile, hydrologique et minière.

SVOFFICE 5 inclut essentiellement trois programmes exécutables :

- FRONT-END : permet la conception du modèle, c'est-à-dire, définir les données du problème, définir les propriétés des matériaux, choix du critère de convergence et de définir également les conditions aux limites.
- SOLVER : fournit la solution analytique au problème posé.
- BACK-END : permet la visualisation des résultats dans un format significatif et hautement graphique.

Dans ce travail, le module utilisé est le SVFLUX. Ce module permet de décrire la géométrie du problème, les paramètres des sols et de modéliser la saturation et la non saturation du sol, la charge hydraulique et les écoulements souterrain. La méthodologie appliquée avec ce module pour la modélisation du choc hydraulique va être développée au cours de ce chapitre. Mais pour plus de détails du fonctionnement de ce logiciel, veuillez, vous référer aux références fournies avec ce logiciel : www.soilvision.com, « SOILVISION Theory Manual » et « SVOFFICE 5 User's Manual ».

IV.3. Les propriétés hydrauliques des sols partiellement saturés

Les propriétés hydrauliques des sols partiellement saturés ont fait l'objet de nombreuses études. En effet, plusieurs auteurs se sont penchés sur le sujet et ont proposé différentes façons de mesurer et de prédire la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau et de la succion.

Dans ce qui suit, les modèles qui permettent de paramétrer la courbe de rétention d'eau et la courbe de conductivité hydraulique sont présentés. Ces deux derniers vont servir à la modélisation numérique.

IV.3.1. La courbe caractéristique de rétention d'eau :

D'après Haverkamp et al. (1999), les propriétés qui affectent l'écoulement d'eau en milieu partiellement saturé peuvent être regroupées en deux caractéristiques fondamentales du sol. La première est la courbe caractéristique de rétention d'eau (CCRE) qui décrit la relation entre la teneur en eau volumique et la pression d'eau dans le sol. La deuxième est la relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau volumique

Parmi les éléments qui permettent d'observer l'influence de la succion sur les paramètres hydriques, la courbe caractéristique de rétention d'eau (CCRE) est le plus important. Cette

courbe décrit la capacité du sol à retenir ou relâcher l'eau contenue dans ses pores. Elle est tracée, en échelle logarithmique, grâce à la mesure de la teneur en eau volumique, ou degré de saturation, à différentes valeurs de succion (Fredlund et Rahardjo, 1993).

L'autre composant de la CCRE est la succion ou potentiel matriciel, connue aussi comme le potentiel capillaire ou la succion matricielle. Cette succion correspond à la mesure de l'état d'énergie de l'eau retenue dans un sol par les actions d'attraction entre les particules. Son accroissement se reflète par la diminution de la teneur en eau du matériau (Ghorbel 2006).

La teneur en eau du sol peut s'exprimer de différentes façons : la teneur en eau massique (w) et la teneur en eau volumique (θ). La teneur en eau massique et la teneur en volumique sont reliées par l'expression suivante :

$$\theta = \frac{V_v}{V_t} \quad (4.1)$$

$$\theta = w \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (4.2)$$

Avec ρ_s , la masse volumique sèche apparente du sol et ρ_w , la masse volumique de l'eau, V_v : volume des vides, w : la teneur en eau massique et V_t : le volume total..

La teneur en eau volumique d'un sol varie entre une valeur minimale, la teneur en eau résiduelle, θ_r , et une valeur maximale, la teneur en eau à saturation, θ_s .

IV.3.2. Modèles de courbes

Le tableau ci-dessous regroupe quelques principales équations proposées dans la littérature.

Auteur	Formule	Remarques
Brooks et Corey (1964)	$S_e = \left(\frac{u_a}{u}\right)^\lambda$	S'applique sur un domaine limité de la CCRE, du fait de la discontinuité lorsque $u=u_a$ (rupture de pente au niveau du point d'entrée d'air)
Campbell (1974)	$\theta = \theta_s \left(\frac{u}{u_a}\right)^{-\frac{1}{b}}$	Mêmes inconvénients que Brooks et Corey, de plus θ_r n'apparait pas ce qui limite d'autant plus la flexibilité de ce modèle (Bastet et al., 1998)
Van Genuchten (1980)	$S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha u)^n}\right]^m$	Permet de mieux rendre compte de l'existence du point d'inflexion sur la CCRE et des changements de pente.
Fredlund et Xing (1994)	$\theta = \theta_s \left[\frac{1}{\ln[e + (u/a)^n]}\right]^m$	Définit mieux la forme de la CCRE pour tous les matériaux sur toute la plage de succion.

Avec,

$$S_e : \text{teneur en eau effective, } S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

λ : est l'index de distribution de la taille des pores, est adimensionnel et varie de 0,70 à 0,15 selon la texture des sols.

u_a : la pression au point d'entrée d'air en bar ; b est une constante empirique, caractéristique du sol considéré ; α est un paramètre empirique [L^{-1}]
 e est le nombre naturel = 2,718282 et $m = 1 - (1/n)$, n et a, des paramètres décrivant la forme de la courbe caractéristique de rétention d'eau.

IV.3.3. Courbe de conductivité hydraulique

La courbe de conductivité hydraulique est en général estimée indirectement en utilisant des modèles paramétriques. La plupart des modèles sont basés sur l'hypothèse qu'il existe une relation théorique entre la taille des pores et le potentiel de pression. La conductivité non saturée est alors estimée à partir de la courbe de rétention d'eau.

Certains auteurs expriment la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique, alors que d'autres donnent des relations de la conductivité hydraulique en fonction de la succion matricielle. Le tableau ci-dessous montre quelques relations empiriques proposées dans la littérature.

Auteur	Formule	Remarques
Gardner (1956)	$K(u) = \frac{a}{b + (-u)^m}$	a, b et m sont des constantes empiriques, caractéristiques du sol considéré, m est égal à 5 pour des sols sableux et 2 pour des sols argileux. b varie de 10^7 à 5.10^3
Mualem (1976)	$K = K_s S_e^l \left[1 - \left[(1 - S_e^{(1/m)}) \right]^m \right]^2$	K_s : perméabilité à saturation [LT^{-1}] l : coefficient de connexion des pores, égal à 0,5

Parmi tous les modèles exposés, les modèles Mualem, Van Genuchten (1980) et Fredlund et Xing (1994) sont ceux qui rendent le mieux compte de la non-linéarité des propriétés hydrodynamique. De plus, ils sont les plus utilisées (Eching et al., 1993, Vogel et al., 2001) et les plus souples.

IV.3.4. Détermination expérimentale de la courbe de rétention d'eau :

La méthode expérimentale de laboratoire qui a été utilisée pour déterminer la courbe caractéristique de rétention d'eau, est l'essai à la cellule de pression qui consiste à appliquer une surpression d'air au-dessus de l'échantillon.

a. Principe de l'essai :

L'échantillon à tester est placé à l'intérieur de la cellule de pression sur une plaque poreuse, ce système est connecté en haut sur un régulateur de pression d'air comprimé. Cet essai consiste à créer une succion matricielle dans l'échantillon en appliquant une pression d'air dans la cellule. Dès que la pression à l'intérieur de l'échantillon dépasse la pression atmosphérique, l'eau retenue dans le sol est entraînée à travers les pores de la membrane et elle s'évacue par un orifice situé au-dessous de l'échantillon. Pour une pression donnée, l'écoulement cesse lorsque l'équilibre entre la pression de l'air à l'intérieur de la cellule et les forces de succion dans l'échantillon de sol est atteint. À ce moment, la teneur en eau de l'échantillon est mesurée. On en déduit donc, que pour un matériau donné, soumis à une pression déterminée, correspond une teneur en eau spécifique.

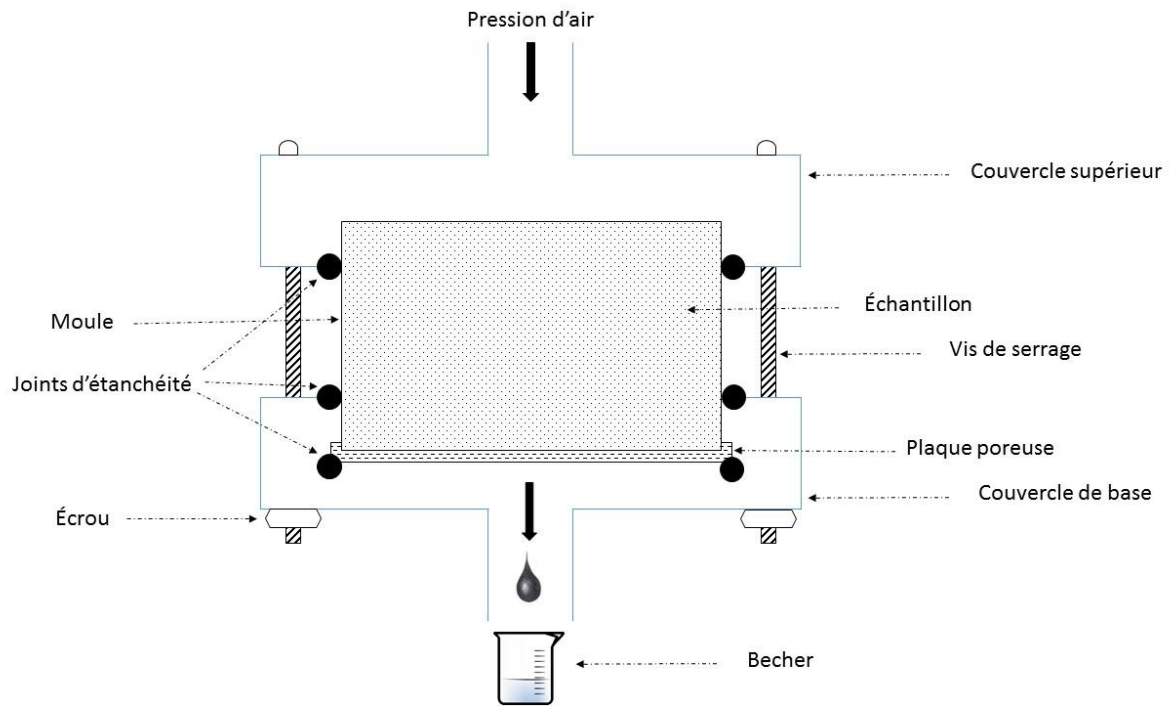


Figure 4. 1: Schéma de la cellule de pression

En reprenant l'essai à différentes pressions, on détermine de nouvelles teneurs en eau. L'ensemble de ces données portées sur un graphique permet de tracer la courbe de rétention d'eau du matériau.

b. Appareillage :

- Cellule de pression de type Tempe capable de résister à de grande pression et qui est composé de ;
 - Plaque céramique poreuse à flux élevé (0-1 bar) ;
 - Cylindre métallique de 53,82 mm de diamètre et de 29.86 mm de hauteur. Il est destiné à recevoir et à contenir le matériau ;
 - Le couvercle supérieur et celui de base ;
 - Des joints d'étanchéités ;
 - Vis de serrage et leurs écrous ;

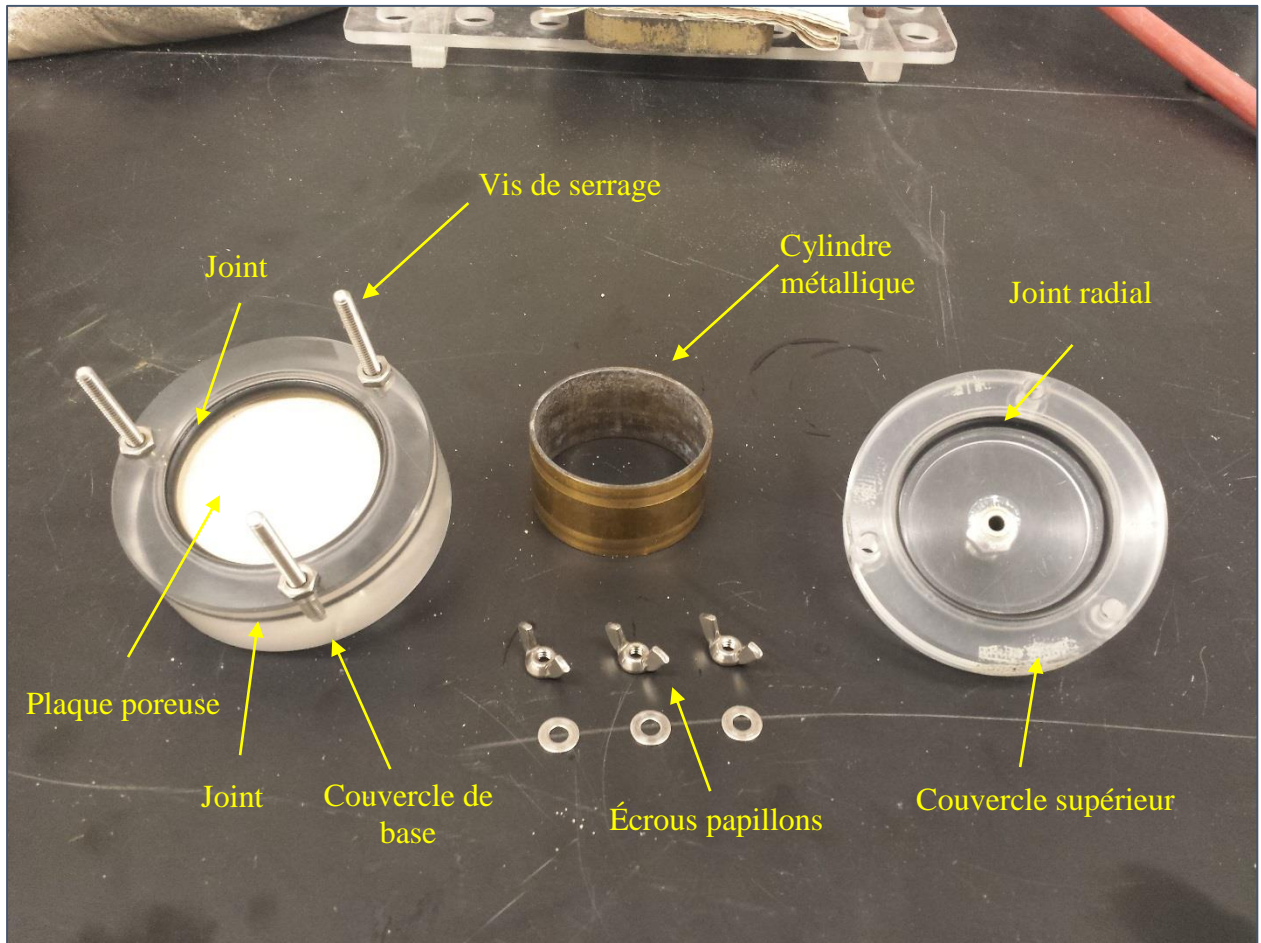


Figure 4. 2: Les composants de la cellule de pression de type Tempe

- Un système d'alimentation en air comprimé ;
- Bécher ;
- Balance électronique précise de 0,01 g ;
- Étuve.

Le montage de l'appareillage est présenté à la Figure 4.3.

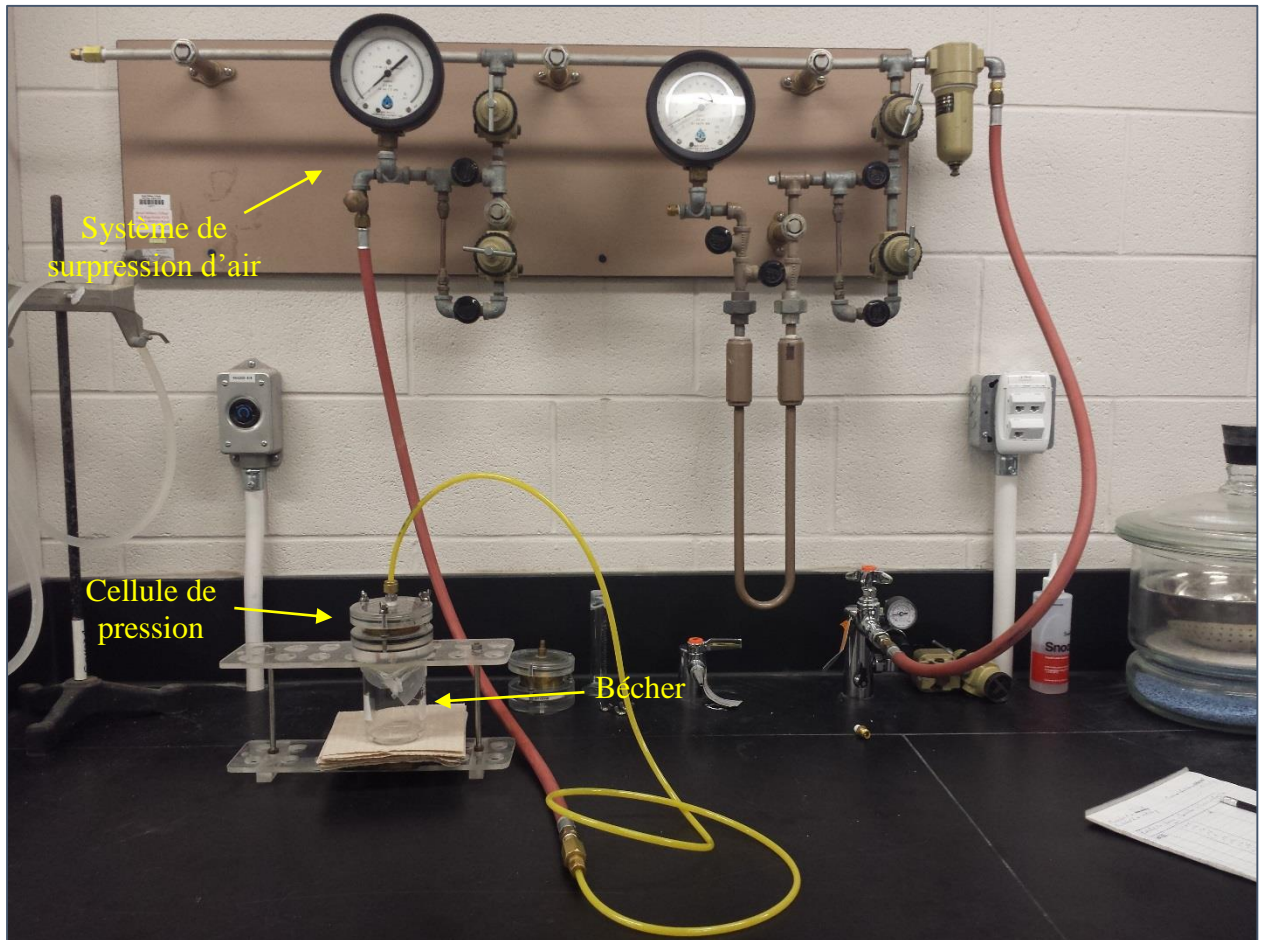


Figure 4. 3: Appareillage de l'essai de la surpression d'air dans la cellule Tempe

c. Mode opératoire :

La procédure expérimentale permettant de déterminer la fonction de rétention d'eau est inspirée des travaux de Dane & Hopmans (2002), du manuel distribué par le fournisseur de la cellule de pression (Soilmoisture, 1995) :

- (1) Saturer la plaque poreuse sous vide avec de l'eau déminéralisé et désaérée ;
- (2) Placer le joint au fond du couvercle de base et remplir d'eau déminéralisé et désaérée ;
- (3) Introduire la plaque poreuse dans le couvercle de base et placer le joint ;
- (4) Engager prudemment le cylindre de l'échantillon dans le couvercle de base ;
- (5) Préparer les échantillons dans les cylindres et ensuite les mettre à saturer dans de l'eau déminéralisé et désaérée ;
- (6) Placer le joint radial dans le couvercle supérieur et superposer l'assemblage sur le cylindre de l'échantillon ;
- (7) Joindre les couvercles inférieur et supérieur en sécurisant les écrous à ailettes par serrage manuel ;
- (8) Peser les échantillons saturés ;
- (9) Placer la cellule de pression à l'emplacement défini et placer le bécher sous la cellule pour collecter l'eau évacuée ;
- (10) Joindre la cellule de pression à la source d'air comprimé préalablement réglé au potentiel de pression souhaité ;

- (11) Une fois l'échantillon s'est drainé jusqu'à un certain équilibre (lorsque le niveau d'eau n'a pas changé depuis un bon moment dans le bécher), relâcher la pression (fermer le robinet) ;
- (12) Retirer le bécher pour mesurer sa masse et déduire la masse d'eau par la suite ;
- (13) Par la même occasion, la masse de la cellule de pression plus l'échantillon est mesurée ;
- (14) Ensuite, l'échantillon et le bécher sont remis à leur emplacement d'origine ;
- (15) Élever la pression au palier suivant, puis remettre le système en marche. Ces opérations sont répétées jusqu'au palier de 0,3 bar.

À la fin de l'essai, l'échantillon est déposé dans une étuve à 105 °C jusqu'à ce que la masse soit constante dans le but de mesurer la masse sèche de l'échantillon et de calculer la teneur en eau volumique résiduelle.

La teneur en eau correspondante à chacun des paliers de pression est calculée à l'aide de l'équation (4.1).

Les résultats obtenus sont compilés dans un tableau, ainsi que présentés sur un graphique de la teneur en eau volumique en fonction de la pression appliquée (voir Tableau 4.1 et Figures 4.4 ; 4.6).

Tableau 4. 1: Les résultats de l'essai de la surpression d'air dans la cellule de Tempe

	Succion (bar)	M _w (g)	θ
Sable mal gradué		25.61	0.4089
	0.02	25.19	0.4022
	0.04	0.07	0.0011
	0.06	0.05	0.0009
	0.08	0.05	0.0009
	0.1	0.05	0.0009
	0.14	0.05	0.0009
	0.18	0.05	0.0009
	0.22	0.05	0.0009
	0.3	0.05	0.0009
Sable bien gradué		21.94	0,34
	0.02	20.94	0,32
	0.04	0.32	0,0049
	0.06	0.2	0,0031
	0.08	0.16	0,0024
	0.1	0.1	0,0015
	0.14	0.1	0,0015
	0.18	0.02	0,0006
	0.22	0.02	0,0003
	0.3	0.02	0,0003

La conductivité hydraulique est calculée à partir de SVFlux en utilisant la méthode de Fredlund et Xing (voir Figures 4.5 ; 4.7).

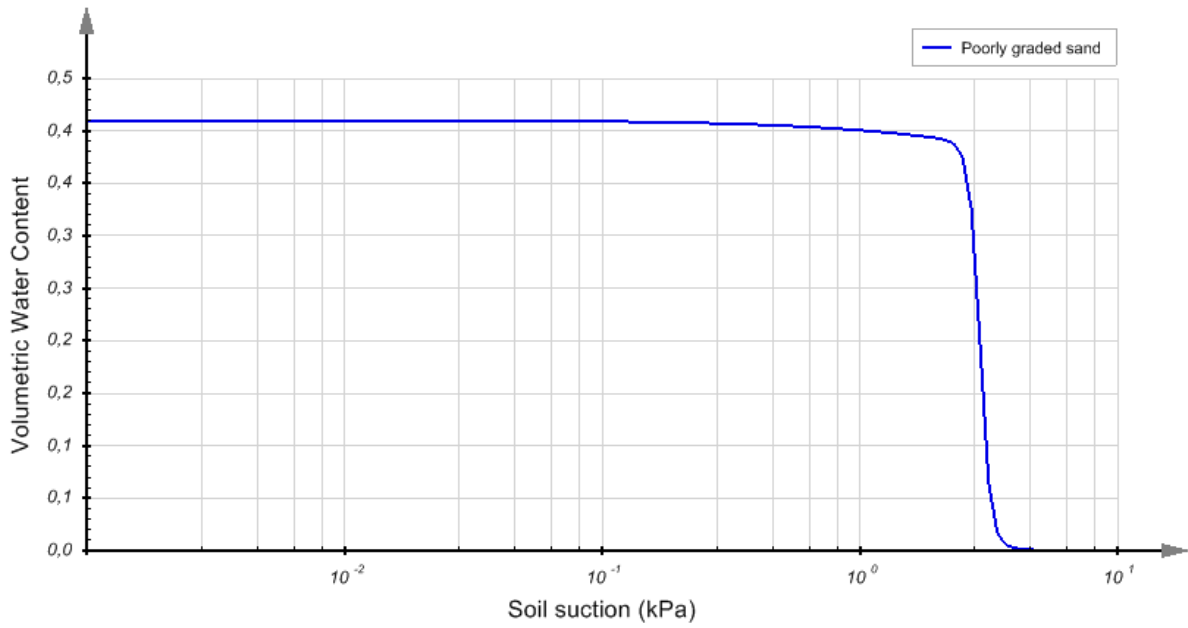


Figure 4. 4: La teneur en eau volumique du sable mal gradué.

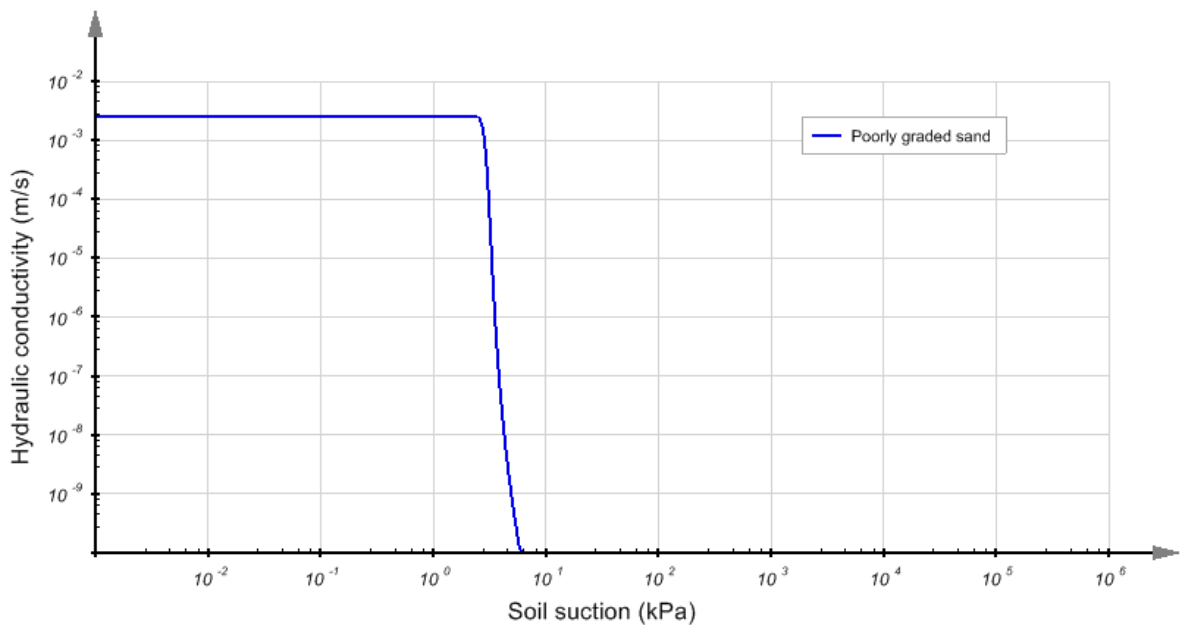


Figure 4. 5: La conductivité hydraulique du sable mal gradué

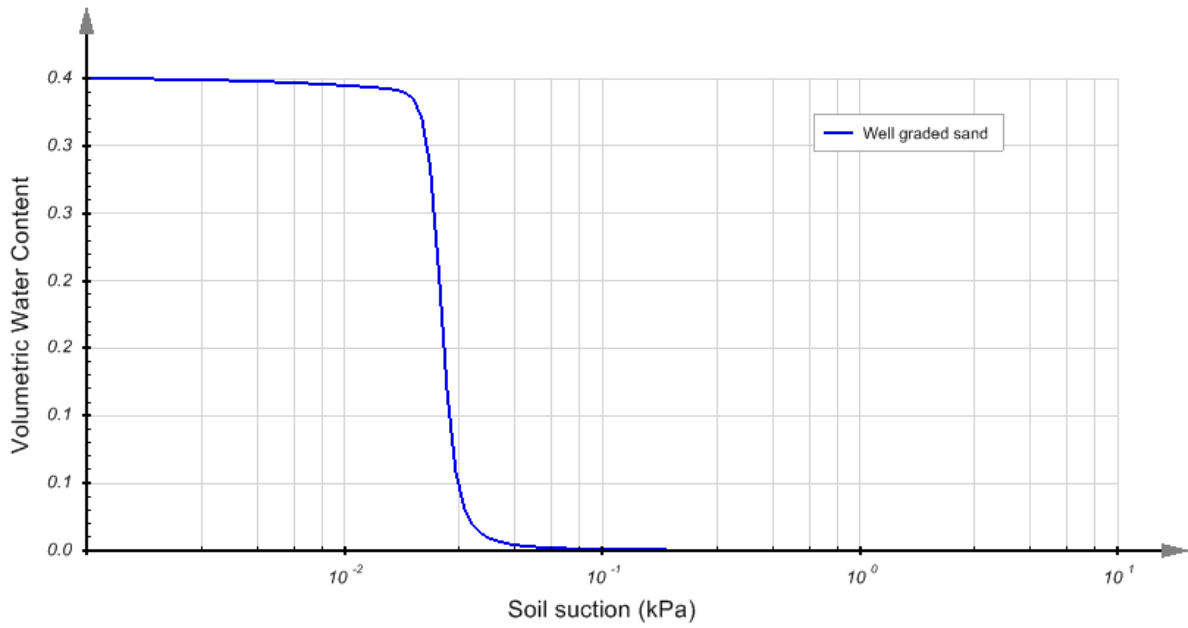


Figure 4. 6: La teneur en eau volumique du sable bien gradué.

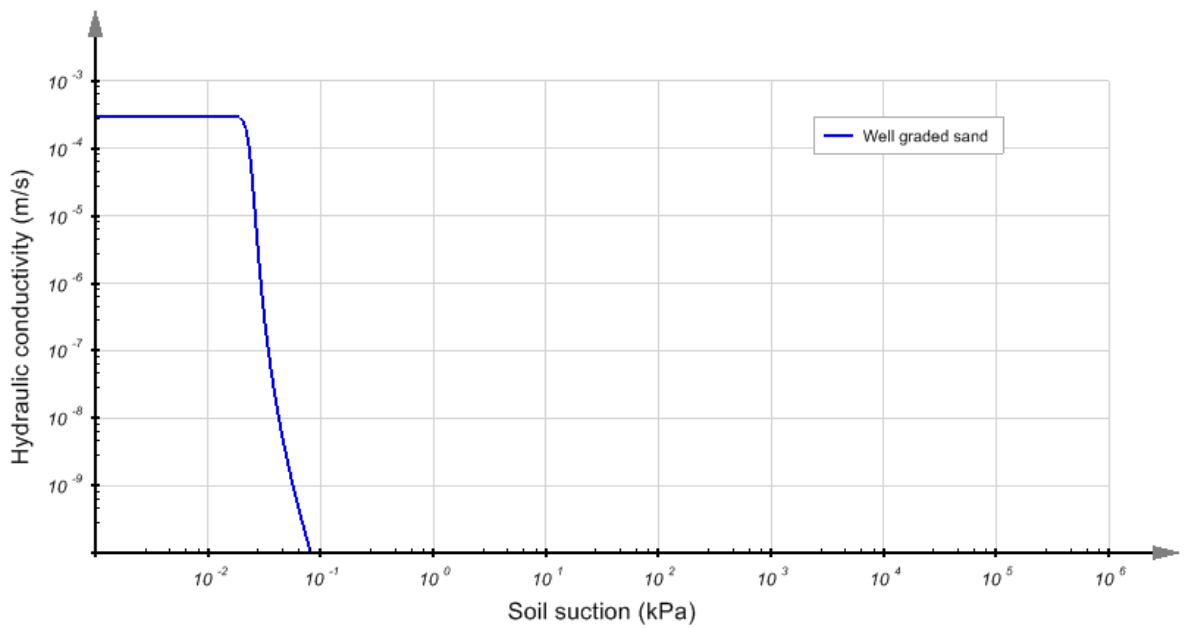


Figure 4. 7: La conductivité hydraulique du sable bien gradué

Conclusion générale

Cette étude avait pour but d'étudier la conductivité hydraulique d'un aquifère, à nappe libre, en appliquant les méthodes d'interprétations in situ sur un modèle physique au laboratoire. L'intérêt de cette recherche était d'identifier la position optimale de la crépine pour différents dépôts de sols perméables lors des essais du choc hydraulique et de caractériser s'il y a lieu l'influence de la position de la crépine sur la détermination de la conductivité hydraulique de l'aquifère.

L'étude de ces processus à l'échelle de la parcelle de sol dans des conditions réelles est difficile du fait de la complexité du système. Une première étape consiste à étudier la conductivité hydraulique déduite de la méthode de Bouwer and Rice à partir des essais du choc hydraulique au laboratoire pour le cas homogène où la crépine est située à 12 cm de la surface de l'aquifère, mais aussi pour le cas où la crépine est au même niveau que la surface du sol et ainsi que pour le cas hétérogène. Le deuxième aspect de ce projet consiste à développer des modèles numériques capables de simuler les essais de laboratoire afin de valider les résultats numériques.

Dans un premier temps, l'analyse des courbes de charge hydraulique en fonction du temps pour les différents slug indique, en générale, les mêmes pentes pour les différents cas. Lorsque l'on observe les valeurs de la conductivité hydraulique obtenues selon les quatre types d'essais (4 slug), on constate qu'elles sont très proches et ceci pour les trois configurations de sols étudiés. Ceci signifie que la taille des slug ne semble pas intervenir dans la détermination de la conductivité hydraulique de l'aquifère, bien que la zone sollicitée par le slug 4 est plus importante comparé aux autres slug et ceci revient au temps que prend le dépôt de sol à rétablir le niveau initial de l'eau dans l'aquifère pour le cas de rabattement et de remontée des eaux.

Dans le premier cas, l'aquifère testé est relativement homogène, les valeurs de la conductivité hydraulique selon les quatre essais sont similaires à celles obtenues avec le perméamètre à charge constante.

Les résultats du chapitre 3, pour le second cas, ont montré que la valeur de la conductivité hydraulique n'est pas fixe, elle dépend de l'aération de l'eau et elle varie aussi vraisemblablement en fonction de la remontée ou du rabattement du niveau d'eau dans le puits car la crépine est au niveau de la surface de l'aquifère.

Pour le troisième et dernier cas, l'aquifère testé est un peu plus hétérogène que les autres, mais les valeurs de conductivité hydraulique obtenues sont légèrement différentes de celles obtenues avec le perméamètre à charge constante. La raison de cette observation est expliquée par l'ajout de la strate supérieur qui est moins perméable que la strate inférieur.

Pour finir, d'autres montages en modèle réduit devraient être réalisés ainsi que la modélisation numérique afin de valider les résultats obtenus.

Références

- Bear, Jacobe. 1987. «Modeling Groundwater Flow and Pollution,» *D. Reidel Publishing Company*.
- Bouwer, H. 1989. «Bouwer and Rice slug test - an update.» *Ground Water* 27: 304-309.
- 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* 12(3): 423-428.
- Brooks, R.H., and Corey, A.T. 1964. . «Hydraulic properties of porous media.» *Colorado State University, Fort Collins, Co. Hydrology Paper N° 3*.
- Butler, Garnett et Healey. 2003. «Analysis of slug tests in formations of high Hydraulic conductivité .» *Ground Water* Vol 41 (No 5): 620-630 p.
- Bwalya Malama, Kristopher L. Kuhlman, Warren Barrash, Michael Cardiff, Michael Thoma. 2011. «Modeling slug tests in unconfined aquifers taking into account water table.» *Journal of Hydrology*.
- Chapuis, R.P. 1999. «Guide d'interprétation des essais de pompage.» Les Publications du Québec.
- Chapuis, R.P. (2007). «References on field permeability tests performed in boreholes and monitoring wells.» (*Rapport technique EPM RT; 2007-04*). 18 pages.
- 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-.
- 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.
- Cooper, H.H. Jr., Bredehoeft, J.D., et Papadopoulos, I.S. 1967. «Response of a finit diameter well to an instantaneous change of water. » *Water Resources Research* 3(1): 263-269.
- Eching, S. O., and Hopmans, J. W. 1993. «Optimization of Hydraulic Functions from Transient Outflow and Soil Water Pressure Data.» *Soil Science Society of America Journal* Vol. 57 No. 5, p. 1167-1175.
- Fredlund, D.G., and Rahardjo, H. 1993. «Soil Mechanics for Unsaturated Soils.» *John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.*
- Fredlund, D.G., and Xing, A. 1994. «Equations for the soil-water characteristic curve.» *Canadian* 31(4) : 521-532.
- Fredlund, D.G., Xing, A., and Huang, S. 1994. . «Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.» *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 533-546.
- Freeze, RA ., et Cherry, J.A. 1979. «Groundwater.» *Prentice-Hall, Englewood Cliffs*. 604p.
- H. Recknagel, E. Sprenger, R. Schramek. 2011. *Génie climatique*. Dortmund: Dunod.

- Haverkamp, R., Bouraoui, F., Zammit, C., and Angulo-Jaramillo, R. 1999. «Soil properties and moisture movement in the unsaturated zone.» *In The Handbook of Groundwater Engineering, Edited by J.W. Delleur, CRC Press New York: 5.1-5.47.*
- 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.*
- Malama, B., Cardiff, M., Barrash, W., Thoma, M. 2011. «Information content of slug tests for estimating hydraulic properties in realistic, high-conductivity aquifer scenarios.» *Journal of Hydrology.*
- 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.*
- Mualem, Y. 1976. «A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.» *Water Resources Research, 12: 513-522.*
- Schneebeli, G. 1978. « hydraulique souterraine .» *Eyrols editeur paris.* (Eyrols editeur paris.) 362p.
- van Genuchten, M.Th. 1980. «A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.» *Soil Science Society of America Journal, 44: 892-898.*
- VOGEL T., M.T. VAN GENUCHTEN, M. CISLEROVA,. 2001. «Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predicitions.» *Ad. In Water Res., 24 : 133 - 144. .*
- Zhan., Butler Jr. and. 2004. «Hydraulic tests in highly permeable aquifers.» *WATER RESOURCES RESEARCH VOL. 40.*
- Zlotnik. VA, McGuire. VL. 1998. «Multi-level slug tests in highly permeable formations: 1. Modification of the Springer-Gelhar (SG) model.» *Journal of Hydrology.*