

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et Hydraulique

Référence :...../ 2018



جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

المرجع: / 2018

Mémoire de Master

2^{ème} année

Option : Hydraulique Urbaine

THEME:

Etude interférence entre deux puis dans une nappe

Etudiant:

•ouanas alla eddine

Encadreur:

•Bouzaine M.T

PROMOTION: 2017/2018

Remerciement

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout Puissant pour nous avoir accordé le courage, la force et la patience de mener à bien ce modeste travail.

Nous aimerions dans ces quelques lignes remercier toutes les personnes qui d'une manière ou d'une autre, ont contribué au bon déroulement de notre travail, tant au niveau humain qu'au niveau scientifique.

*Nous tenons à remercier notre encadreur **Mr. Bouzianetoufik** qu'on a pu bénéficier à la fois de ses compétences scientifiques, et de sa grande disponibilité.*

*Nous remercions Monsieur **Pr. Masmodichef** département pour leurs aides, leurs conseils.*

Nous profitons aussi de cette occasion solennelle pour adresser nos remerciements à toute nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu tout au long des années de notre étude.

Nous remercions enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

❧ Dédicace ❧

Je tien à dédier ce modeste travail :

A mes chers parents pour

la Compréhension, la patience et le soutien

Moral et financier.

A ma mère et mon père

A tous les étudiantes d'hydraulique

Nos familles; nos amis qui nous ont aidés de près et de

loin afin de réaliser ce modeste travail.



Résumé :

Les puits sont d'une grande importance dans l'extraction des eaux souterraines, mais parfois, ces puits sont exposés à des problèmes en raison de l'interférence entre les ouvrages ou les puits .

Ce travail expérimental consiste à étudier l'interférence entre les puits sur un modèle physique (banc hydrologique), et confronter les résultats expérimentaux avec les formulations théoriques connues .

ملخص:

الابار ذات اهمية كبيرة في استخراج المياه الجوفية ولكن تتعرض في بعض الاحيان هذه الابار لمشكل بسبب التداخل بين الابار.
هذا العمل التجريبي لدراسة التداخل بين الابار على النموذج المادي (معد الهيدرولوجي) حيث تجري ثلاث تجارب على البئرين النموذجيين المثبتان في المقعد الهيدرولوجي بمسافة معينة محطان بطبقة من الرمل مشبعة بالماء.
التجربة الاولى يكون تدفق الماء من البئر الاول اكبر من البئر الثاني اما التجربة الثانية تكون عكس الاولى حيث يكون تدفق الماء من البئر الثاني اكبر من الاول وفي التجربة الاخيرة يكون تدفق الماء من البئرين متساوي وبعد القيام بالتجارب الثلاث نقوم بمقارنة النتائج التجريبية مع الصياغات النظرية المعروفة.

SOMMAIRE

Introduction Générale..... 01

Partie bibliographique

Chapitre I : Les Fondements des écoulements souterrains

I.1. Introduction.....03

I.2. Généralisation de la loi de Darcy03

I.3. Écoulement en régime permanent.....06

I.3.1. Définition.....06

I.3.2. Écoulement permanent suivant la loi de Darcy.....06

I.3.3. L'équation de Laplace.....07

I.4. Écoulement en régime non permanent ou transitoire.....08

I.4.1. Définition.....08

I.4.2. Écoulement transitoire suivant la loi de Darcy09

I.4.2.1. Généralité09

I.4.3. Équation de l'écoulement transitoire.....09

I.5. Conclusion10

CHAPITRE II : ÉCOULEMENT VERS LES PUITES

II.1. Introduction.....11

II.2. Influence du pompage sur la nappe.....11

II.3. Théories des écoulements vers les puits.....12

II.3.1. Écoulement permanent vers les puits.....	12
A. Théorie de Dupuit.....	12
B. Méthode de Thiem.....	14
II.3.2. Le rayon d'action d'un puits.....	15
II.3.3. Puits imparfait.....	17
II.3.4.Écoulementtransitoire vers les puits.....	18
A. Théorie de Theis.....	18
B. Théorie de Hantush.....	20
C. Formule d'approximation logarithmique (Jacob).....	20
II.4. Conclusion.....	22

CHAPITRE III: Formulation de l'interférence entre les puits

III.1. Introduction.....	23
III.2. L'interférence entre les puits.....	23
III.3. Conclusion	28

Partie expérimentale

Chapitre V : Partie expérimental d'interférence entre deux puits

1. Introduction.....	29
2. Dispositif expérimental.....	30
2.1. Equipement utilisé.....	30
2.2. Courbe granulométrique du sable utilisé.....	31
2.3. La perméabilité	33
3. Conduite des essais	34
3.1. Essai n°1($Q_{p1} > Q_{p2}$).....	34
3.2. Essai n°2($Q_{p1} < Q_{p2}$).....	36

3.3. Essai n°3($Q_{p1} = Q_{p2}$).....	37
4. Interprétation des essais.....	38
4.1. Pour le cas ($Q_{p1} > Q_{p2}$).....	38
4.1.1. Détermination du rayon d'action	39
4.1.2. Détermination de la charge dans le puits n°1.....	40
4.1.3. Estimation de vitesse d'écoulement.....	41
4.2. Pour le cas ($Q_{p1} < Q_{p2}$).....	43
4.2.1. Détermination le rayon d'action pour le deuxième cas	43
4.3. Pour le cas ($Q_{p1} = Q_{p2}$).....	45
4.3.1. Détermination des rayons d'action	45
4.3.2. Détermination de la charge dans les puits	47
4.3.3. Estimation des vitesses entre les puits	48
Conclusion à la partie expérimental.....	49
<i>Conclusion général</i>	50
<i>Références Bibliographiques.</i>	

LISTES DES FIGURES

Figure	Titres	Pages
Figure II.1	Coupe d'un pompage à nappe libre	12
Figure II.2	Ecoulement permanent vers un puits de captage; Hypothèses de la théorie de Dupuit	13
Figure II.3	Puits imparfait dans une nappe libre	17
Figure II.4	standard de Theis (Recordon, M.E, 1968).	20
Figure II.5	Courbe standard de Jacob	22
Figure V.1	Banc hydrologique	30
Figure V.2	Disposition des piézomètres	31
Figure V.3	Courbe granulométrique du sable du modèle	32
Figure V.4	Profil de dépression en fonction des débit de pompage Q_1 et Q_2 .	38
Figure V.5	Courbe $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$	39
Figure V.6	Variation de la vitesse d'écoulement	42
Figure V.7	Profil de dépression en fonction des débit de pompage ($Q_{p1} < Q_{p2}$).	43
Figure V.8	Courbe $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$ pour 2 ^{ème} cas	44
Figure V.9	Profil de dépression en fonction des débit de pompage ($Q_{p1} = Q_{p2}$)	45
Figure V.10	la fonction $H_0^2 - h^2 = f(X)$	47
Figure V.11	Représentation des vitesses entre les puits	48

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	Titre	Page
Tableau V. 1	Classification du sable granulométrique	32
Tableau V. 2	les valeurs des charge dans chaque piézomètre	35
Tableau V. 3	les valeurs des charge dans chaque piézomètre	36
Tableau V. 4	les valeurs des charge dans chaque piézomètre	37
Tableau V. 5	les valeurs de $H_0^2 - h^2$ en fonction de (r)	39
Tableau V. 6	les vitesses estimées en fonction de(x)	42
Tableau V. 7	les valeurs de $H_0^2 - h^2$ en fonction de (r)	44
Tableau V. 8	les valeurs de $H_0^2 - h^2$ en fonction (X)	46
Tableau V. 9	les vitesses entre les deux puits	48

LISTE DES SYMBOLES

V: Vitesse de l'écoulement[m/s]

K: coefficient de perméabilité en[m/s]

i: le gradient hydraulique.

H : charge hydraulique [L]

P : est la pression [M.L⁻²]

γ_w : Le poids volumique de l'eau [M.L⁻³]

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

Z : l'altitude de la particule fluide [L]

Re: Le nombre de Reynolds

ρ : la masse volumique[L.T⁻³]

μ : , la viscosité[POISE]

v : la vitesse du fluide[m/s]

d : le diamètre[m]

V_r : est la vitesse réelle[m/s]

η : la porosité[%]

m_v : coefficient de compressible du sol

β : coefficient de compressible de fluide

T : le temps[s]

Q: le débit de pompage [m³/s]

k: Transmissivité de l'aquifère[m³.d⁻¹.m⁻¹]

r: distance entre l'axe du puits[cm]

H₀: hauteur initiale de la nappe[mm]

R_a: rayon d'action[mm]

R_p: rayon du puits[mm]

h : charge au point r[mm]

S : Rabattement[mm]

W(u) : fonction de Theis ou fonction puits.

E_i (u) : fonction exponentielle intégrale.

u : temps adimensionnel.

γ: constante d'Euler.

R_f : Le rayon fictif[mm]

H₁: le niveau piézométrique dans le puits (*i*)[mm]

N : nombre de puits.

Q_j: les différents débits des puits [m³/s]

R_{ij}: la distance entre le puits (*i*) et le puits (*j*)[mm]

L : la longueur de l'échantillon [cm]

S : la section de l'échantillon [m²]

b : Distance entre les puits[mm]

Introduction générale

L'eau souterraine est l'eau qui existe dans les pores, les fissures des roches et dans les sédiments sous la terre. Elle est issue des précipitations, puis elle s'infiltré dans le sol pour atteindre les systèmes d'eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont souvent contenues dans des couches aquifères : une couche aquifère est une strate saturée qui peut rapporter des quantités utilisables de l'eau à un puits.

L'exploitation rationnelle des eaux souterraines implique une connaissance de plus en plus précise des réservoirs aquifères dont les caractéristiques peuvent être déterminées par l'étude des pompages d'essai.

Les puits et les sources ont été et ne cesseront pas d'être des éléments d'importance pour l'extraction de l'eau souterraine, que ce soit pour l'irrigation ou pour une utilisation industrielle ou domestique.

L'importance des puits ne se limite pas aux problèmes d'approvisionnement en eau. On a employé des puits avec efficacité pour le drainage de terrains agricoles, la vérification de l'empiétement des eaux salées, la diminution des pressions sous les barrages et les digues, la recharge des bassins hydrologiques souterrains et l'élimination des résidus radioactifs. Les progrès réalisés dans l'emploi et le calcul des puits s'appuient sur une longue période d'expériences pratiques et un développement relativement récent de la théorie.

Etant donnée l'importance prise par l'hydraulique des puits dans la répartition de l'eau en régions arides et semi-arides, l'étude de cette branche scientifique a attiré l'attention de nombreux chercheurs capables. En vue d'obtenir des solutions concernant un problème d'eaux souterraines, il y a lieu d'établir des hypothèses quand au type d'écoulement et aux conditions limites. Bien que de telles solutions ne soient souvent qu'approximatives dans les conditions rencontrées sur le terrain, elles semblent fournir des résultats qui, dans de nombreux cas, ont été confirmés par des observations effectuées en laboratoire ou sur le terrain, et permettent de se faire une idée valable de la complexité de l'écoulement des eaux souterraines.

Notre travail aborde justement ce problème d'interférence entre les puits en ayant recours à la méthode expérimentale sur un banc hydrologique qui présente les avantages suivants :

- Simple à mettre en œuvre
- Similitudes entre le modèle et le prototype.
- Transposition possible des résultats aux réalités du terrain après détermination des conditions de similitude.
- Disponibilité de l'équipement et des matériaux au laboratoire.

Introduction générale

Nous organiserons notre travail en deux parties;

- Une synthèse bibliographique où nous passerons en revue les aspects théoriques du problème.
- Une partie expérimentale où nous exposerons les essais réalisés au labo avec l'interprétation et les recommandations requises à la lumière des résultats obtenus.

CHAPITRE I

LES FONDEMENTS DES ÉCOULEMENTS SOUTERRAINS

I.1.Introduction

L'écoulement de l'eau dans le sol ou, plus généralement, la circulation d'un fluide dans un milieu poreux. l'écoulement souterraine basé sur le régime permanent et non permanent.

L'objet de ce chapitre porte sur l'analyse théorique puis physique les équations de base les types des écoulements.

Dans ce chapitre nous allons présenterons d'une manière concise les principales formulations théoriques des écoulements permanents et non permanents ou (transitoire) en hydraulique souterraine.

I.2.Généralisation de la loi de Darcy

La loi de base de l'écoulement de l'eau souterraine est donc la loi de Darcy.

La vitesse de filtration à travers un milieu poreux est donnée par l'équation suivante :

$$\mathbf{V} = -\mathbf{K} \mathbf{i} \quad (\text{I.1})$$

\mathbf{V} : vitesse de filtration

\mathbf{K} : coefficient de perméabilité

\mathbf{i} : le gradient hydraulique

La loi de Darcy signifie que d'importantes forces de frottement résistent à l'écoulement d'un fluide réel à travers un milieu poreux. Il en résulte une déperdition irréversible d'énergie mécanique. La relation (I.1) montre comment cette perte de charge dépend de la vitesse de filtration.

Un écoulement de Darcy est caractérisé par la loi de Darcy généralisée:

$$\vec{\mathbf{V}} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (\text{I.2})$$

C'est -à-dire une relation univoque, valable en tout point, entre le vecteur vitesse de filtration et le vecteur gradient de la charge hydraulique. Il en résulte qu'un tel écoulement est entièrement défini par le champ de la charge hydraulique qui lui correspond. En effet, la connaissance de H , et donc de ses dérivées, permet de déterminer en chaque point au facteur K près les composantes de la vitesse de filtration.[1].

- En terrain homogène et isotrope la loi de Darcy généralisée peut s'écrire:

$$\begin{aligned} V_x &= -K \frac{\partial H}{\partial x} \\ V_y &= -K \frac{\partial H}{\partial y} \\ V_z &= -K \frac{\partial H}{\partial z} \end{aligned} \quad (I.3)$$

- En terrain homogène mais anisotrope, les vecteurs gradient et vitesse ne sont plus colinéaires, et on définit un tenseur de perméabilité :

$$\bar{K} = \begin{vmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{vmatrix} \quad (I.4)$$

et la loi de Darcy généralisée s'écrit :

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H$$

Si les axes de coordonnées sont les directions principales de l'écoulement, le tenseur de perméabilité prend la forme simple:

$$\bar{K} = \begin{vmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{vmatrix} \quad (I.5)$$

et la loi de Darcy s'explique ainsi :

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial x}$$

$$V_Y = -K_y \frac{\partial H}{\partial y} \quad (1.6)$$

$$V_z = -K_z \frac{\partial H}{\partial z} \quad [1]$$

La charge hydraulique est définie par le théorème de Bernoulli :

$$H = (V^2/2g) + (P/\gamma_w) + Z \quad (1.7)$$

V : vitesse

P : est la pression.

γ_w : Le poids volumique de l'eau.

g : l'accélération de la pesanteur .

Z : l'altitude de la particule fluide.

La charge a les dimensions d'une longueur mais on vérifie aisément qu'elle représente l'énergie d'une particule fluide de poids unité . En effet, $(V^2 / 2g)$ correspond à l'énergie cinétique et $(P/\gamma_w + Z)$ à l'énergie potentielle .

Dans les écoulements de filtration les vitesses sont tellement faibles que le premier terme est négligé. Sur la surface piézométrique la charge est donnée par l'altitude du niveau d'eau.

Toutefois , la loi de Darcy a des limites de validité correspondant à un nombre de Reynolds , au-delà duquel la loi de filtration n'est plus linéaire. En effet, la relation entre le gradient i et la vitesse de filtration dépend de ce nombre , qui correspond au rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité .

Le nombre de Reynolds détermine le régime d'écoulement, il s'exprime par la relation suivante :

$$R_e = v.d/(\mu/\rho) \quad (1.8)$$

ρ , μ et V sont respectivement la masse volumique, la viscosité et la vitesse du fluide.

d est le diamètre moyen des éléments constitutifs caractérisant les dimensions de l'écoulement.

Muscat a proposé de prendre comme limite pour l'application de la loi de Darcy une vitesse critique correspondant à un nombre de Reynolds égale à 1.

A titre d'indication, une vitesse critique dans un sable de 1 mm de diamètre serait de 0.1 cm/s, si l'on prend pour une eau à 10° c, $\mu / \rho \approx 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$.

D'autre part, la vitesse de filtration n'est qu'une vitesse apparente. Il existe une vitesse réelle, qui correspond à la tortuosité du milieu, et qui dépend de sa porosité.

$$V_r = V / \eta \quad (\text{I.9})$$

V_r est la vitesse réelle et η la porosité du milieu.

I.3. Écoulement en régime permanent

I.3.1. Définition

Un régime d'écoulement est dit permanent ou stationnaire quand les paramètres qui le caractérisent (pression, vitesse, masse volumique, ...), ont une valeur constante au cours du temps.

I.3.2. Écoulement permanent suivant la loi de Darcy

Un écoulement de Darcy est caractérisé par la loi de Darcy généralisée:

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H$$

Le calcul d'un écoulement de filtration comportera toujours en premier lieu la recherche du champ de la charge hydraulique. Pour les écoulements permanents, H ne dépendra que des variables spatiales (x, y, z).

Le champ de la charge sera caractérisé par une fonction de ces variables:

$H(x, y, z)$.

La mise en équation d'un écoulement permanent consistera à rechercher les équations auxquelles doit satisfaire cette fonction dans le domaine de l'écoulement d'une part et sur les limites de ce domaine d'autre part.

I.3.3. L'équation de Laplace

L'équation de continuité généralisée peut s'écrire :

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0 \quad , \text{ ou } \quad \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0; \quad (\text{I.10})$$

➤ En introduisant la loi de Darcy en milieu isotrope (I.3) , on obtient:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \Delta H = 0 \quad (\text{I.11})$$

C'est l'équation de Laplace.

La charge hydraulique est donc un potentiel harmonique (fonction de x, y, z, satisfaisant l'équation de Laplace).

Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel ,L'équation de Laplace se réduit alors à

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad , \quad \text{ou} \quad \Delta H = 0 \quad (\text{I.12})$$

En milieu anisotrope, L'équation de continuité (I.7) et la loi de Darcy (I.6) devient:

$$K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{I.13})$$

On n'obtient plus une équation de Laplace. La répartition de la charge dépendra des rapports de perméabilités; K_x/K_z et K_y/K_z .

Effectuons le changement de coordonnées suivant :

$$\begin{aligned}\varphi &= \sqrt{\frac{K}{Kx}} x \\ \varepsilon &= \sqrt{\frac{K}{Ky}} y \\ \omega &= \sqrt{\frac{K}{Kz}} z\end{aligned}\tag{I.14}$$

K est coefficient quelconque ayant les dimensions d'une perméabilité relative. On aura

$$\begin{aligned}\frac{\partial H}{\partial \varphi} &= \frac{\partial H}{\partial x} * \frac{\partial x}{\partial \varphi} = \sqrt{\frac{Kx}{K}} * \frac{\partial H}{\partial x} \\ \frac{\partial^2 H}{\partial \varphi^2} &= \frac{\partial}{\partial x} * \left(\frac{\partial H}{\partial \varphi} \right) * \frac{dx}{d\varphi} = \frac{Kx}{K} * \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}\end{aligned}$$

et compte tenue de l'équation (I.10) :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \varepsilon^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \omega^2} = 0\tag{I.15}$$

On retrouve l'équation de Laplace .

Nous appelons l'écoulement transformé: écoulement isotrope correspondant à l'écoulement en milieu anisotrope. On peut en effet le concevoir comme un écoulement fictif se déduisant géométriquement de l'écoulement considéré par la transformation (I.11) et s'écoulant à travers un milieu isotrope de perméabilité K.

I.4. Écoulement en régime non permanent ou transitoire

I.4.1. Définition

C'est un régime d'écoulement non stabilisé et variable avec le temps.

I.4.2. Écoulement transitoire suivant la loi de Darcy

I.4.2.1. Généralité

La loi de Darcy a été établie à partir d'expériences effectuées en régime permanent. La première question que l'on doit se poser lorsqu'on considère des écoulements de filtration transitoire est donc celle de la validité de cette loi.

Or il ne fait aucun doute que sur plan strictement théorique une loi telle que

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (\text{loi de Darcy})$$

ne s'applique qu'aux écoulements permanents. Dans le cas des écoulements transitoires la loi fondamentale de filtration doit avoir une forme telle que:

$$\vec{V} + \alpha \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (\text{I.16})$$

qui tient compte des effets d'accélération.

Toutefois en raison des valeurs très faibles des vitesses et a fortiori des accélérations (dans la mesure où le caractère de non-permanence ou transitoire n'est pas trop accentué) il sera en général licite de négliger le terme $\frac{\partial \vec{V}}{\partial t}$.

Les théories des régimes variables ou transitoire basées sur la loi de Darcy ne sauraient par exemple s'appliquer à des écoulements soumis à de trop rapides pulsations. [1]

I.4.3. Équation de l'écoulement transitoire

On sait que l'écoulement en régime transitoire est régi par l'équation de chaleur, et que l'on a:

- pour une nappe en charge :

$$\Delta H = \frac{m_v + n\beta}{K} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{I.17})$$

m_v : coefficient de compressibilité du sol

n : la porosité

β : coefficient de compressibilité de fluide

K : coefficient perméabilité

- pour une nappe libre :

$$\Delta H = \frac{n}{Kh} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{I.18})$$

Il convient de préciser quelque peu la signification physique des coefficients figurant au second membre de ses équation .

Considérons un prisme vertical d'aquifère de section droite $d\Sigma$, soumis à une variation de charge hydraulique dH .

Si la nappe est libre , cette variation de charge n'est autre que l'abaissement du niveau de l'eau dans le prisme. Elle correspond donc à une diminution de volume égale à $nd\Sigma \cdot dH$.

Or, d'après la définition du coefficient d'emmagasinement, on peut écrire:

$$S = \frac{\text{variation du volume d'eau de la nappe}}{\text{section droite du prisme} \cdot \text{variation de charge}} = \frac{nd\Sigma \cdot dH}{d\Sigma \cdot dH}$$

donc $S = n$

$$\text{d'où} \quad S = \frac{(m_v + n\beta) \gamma_w h d\Sigma \cdot dH}{d\Sigma \cdot dH} \quad (\text{I.19})$$

$$S = (m_v + n\beta) \gamma_w h$$

Qu'il s'agisse d'une nappe libre l'équation de l'écoulement transitoire s'écrit donc finalement: [2]

$$\Delta H = \frac{S}{T} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{I.20})$$

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre et dans le premier abord , nous avons présenter globalement certaines notions les aspects théoriques principaux des écoulements souterraine dans une nappe libre .

La loi de base de l'écoulement de l'eau souterraine c'est la loi de Darcy . A partir de cette loi en passant l'équation de Laplace.

CHAPITRE II

ÉCOULEMENT VERS LES PUITIS

II.1.Introduction

La théorie de l'écoulement vers un puits d'une nappe d'eau souterraine constitue l'un des chapitres les plus importants de l'hydraulique souterraine. Il est également un des plus anciens puisque les travaux de J. DUPUIT ont été publiés en 1863, sept ans seulement après le fameux mémoire de DARCY.

Toutefois, les problèmes que posent les puits sont plus difficiles qu'on ne pourrait le croire au premier abord et d'importantes contributions à la théorie portent des dates récentes.

Dans ce chapitre, nous allons étudier deux concepts du régime d'écoulement de l'eau souterraine vers un puits sont considérés par référence à l'influence du temps de pompage.

II.2.Influence du pompage sur la nappe

Dès que commence le pompage le niveau piézométrique dans le puits commence à diminuer, on parle alors de niveau dynamique. La différence entre le niveau statique, initial de la nappe au repos, et le niveau dynamique est appelée rabattement. Ce dernier croît pendant un certain temps puis se stabilise. Le débit qui rentre dans le puits à partir de la nappe est sensiblement égal au débit pompé.

Plus on s'éloigne du puits plus le rabattement diminue jusqu'à ce qu'il s'annule à une distance appelée rayon d'influence ou rayon d'action.

L'effet du pompage sur la nappe se manifeste donc par la formation d'un cône de dépression dont l'axe coïncide avec celui du puits. Les dimensions de ce cône sont latéralement le rayon d'action R et verticalement le rabattement S .

Le rabattement dépend surtout du débit de pompage et le rayon d'action des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et du temps de pompage.

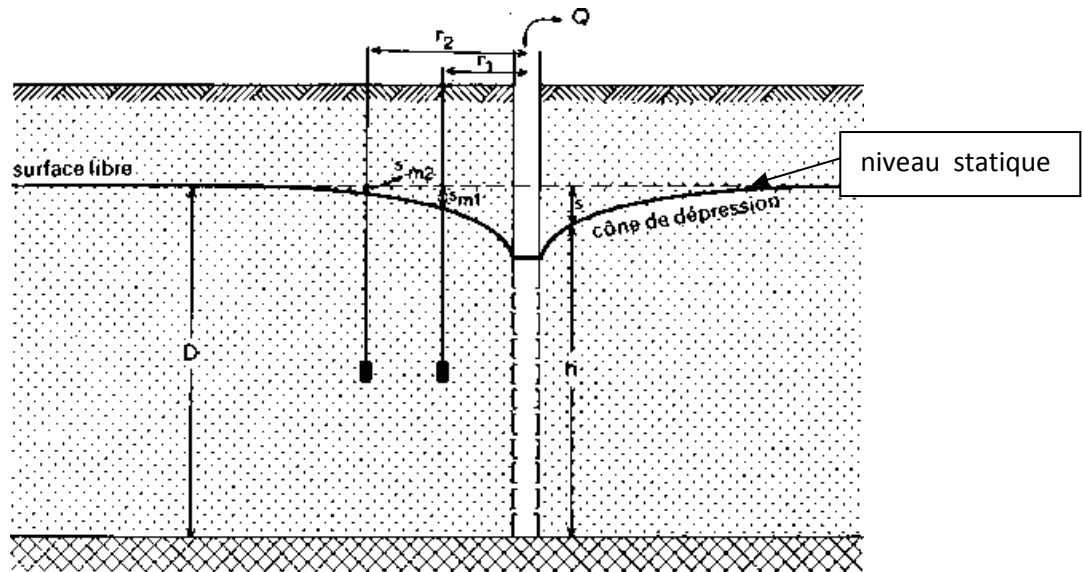


Fig II.1 Coupe d'un pompage à nappe libre

Les essais de pompage sont réalisés lors des études hydrogéologiques. Ils permettent d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité horizontal des terrains lorsque l'épaisseur de la couche aquifère est connue.

II.3. Théories des écoulements vers les puits

II.3.1. Écoulement permanent vers les puits

A. Théorie de Dupuit

C'est Dupuit qui, le premier en 1863 a établi la théorie de l'écoulement vers un puits en régime permanent et qui a donné la formule universellement connue reliant le débit au rabattement dans le puits.

Le calcul de Dupuit postule les hypothèses suivantes :

- Le rabattement est faible devant l'épaisseur H_0 de l'aquifère et devant le rayon d'action. Il en résulte que la courbure de la surface de rabattement est faible .
- L'écoulement est horizontal, ce qui équivaut à admettre que les surfaces équipotentiels sont des cylindres concentriques au puits.
- La surface de rabattement se raccorde au niveau de l'eau dans le puits.
- Le débit qui traverse une surface équipotentielle de rayon r étant conservatif est par conséquent égal au débit de pompage Q .

- Il admet aussi que la loi de Darcy est applicable à l'aquifère et que le coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions et en tous points.
- l'écoulement est horizontal et uniforme en tout point d'une coupe verticale passant par l'axe du puits.

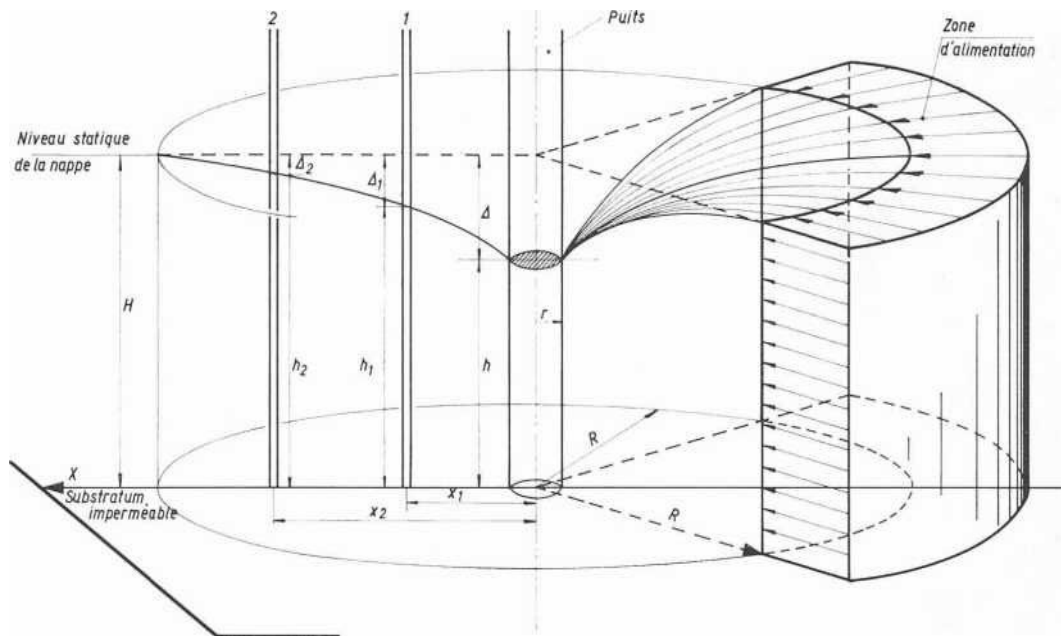


Fig II.2 Ecoulement permanent vers un puits de captage; Hypothèses de la théorie de Dupuit

Formulation de Dupuit :

Dupuit admet qu'à la distance r de l'axe du puits, la vitesse radiale de l'écoulement souterrain est donnée par la formule :

$$V = K \frac{dH}{dr} \quad (\text{II.1})$$

k : étant le coefficient de Darcy

$\frac{dH}{dr}$: la pente de la surface libre

Il écrit le débit traversant la surface cylindrique de rayon r et de hauteur H

$$Q = 2 \pi K r H \frac{dH}{dr} \quad (\text{II.2})$$

Pour $r = r_p$ (rayon du puits) et $H = H_p$ (hauteur d'eau dans le puits).

On obtient :

$$H_0^2 - H_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (r / r_p) \quad (\text{II.3})$$

On admet qu'au-delà du rayon R_a , appelé rayon d'action du puits, aucun rabattement sensible de la nappe ne se produit. En posant $r = R_a$ et $H = H_0$ (hauteur initiale de la nappe) on trouve immédiatement la formule de DUPUIT donnant le débit du puits :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \quad (\text{II.4})$$

En introduisant cette valeur dans l'équation précédente on obtient l'équation de la surface libre de la nappe en écoulement ou « cône de rabattement », on obtient l'équation de méridienne :

$$H^2 = H_p^2 + \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \ln (r / r_p) \quad (\text{II.5})$$

Cette démonstration repose sur les hypothèse de Dupuit (pente de la surface libre et quasi-parallélisme des filets liquides). Réellement la surface libre ne se raccorde pas au plan d'eau dans le puits et il existe une surface de suintement limitée qui assure le passage d'une partie notable du débit. Donc la théorie de Dupuit n'est qu'une approximation. Mais plus on s'éloigne du puits plus elle devient précise. Certains auteurs ont conclu que pour $r \geq 1.5 H_0$, la méridienne de Dupuit se confond pratiquement avec la méridienne réelle. [1]

B. Méthode de Thiem

En 1906, Thiem a complété la théorie de Dupuit en montrant que, si l'on mesurait le rabattement de la nappe dans deux piézomètres situés à proximité du puits, il n'était plus nécessaire de faire intervenir dans le calcul le rayon d'action. La formule de Thiem est toujours basée sur l'hypothèse d'un écoulement permanent, mais elle a l'avantage de permettre la détermination du coefficient de perméabilité dans diverses directions rayonnantes autour du puits, à condition de placer dans chacune de ces directions deux piézomètres au moins.

Thiem proposa plutôt d'utiliser deux puits d'observation situé aux distances r_1 et r_2 du puits pompé (le premier puits d'observation pouvant être le puits de pompage lui-même, où

$h = H_0$ et $r_1 = r_p$). Dans ce cas, la différence de rabattement ou de charge hydraulique entre les deux points est :

$$\Delta h = \Delta s = \frac{Q}{\pi K(h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (\text{II.6})$$

Le débit du puits peut s'exprimer par la formule suivante:

$$Q = \frac{2\pi KD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2 / r_1)} \quad (\text{II.7})$$

Q : le débit de pompage

r_1 : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 1

r_2 : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 2

h_1 : hauteur de l'eau dans le piézomètre 1

h_2 : hauteur de l'eau dans le piézomètre 2

k : Transmissivité de l'aquifère

II.3.2. Le rayon d'action d'un puits

Si tous les puits étaient forés au centre d'une tranchée circulaire assurant leur alimentation, ainsi que cela est le cas sur les modèles réduits, nous pourrions arrêter ici notre mémoire. Il suffirait en effet de prendre pour Ra la valeur du rayon de cette tranchée circulaire et d'appliquer à la détermination du débit et de la surface libre les formules que nous avons indiquées ci-dessus. Le problème serait entièrement défini.

Malheureusement, le cas idéal évoqué ci-dessus ne se présente jamais et l'on est à priori un peu perplexe lorsqu'il s'agit d'assigner une valeur numérique à Ra , le « rayon d'action ». Prenons comme exemple le cas d'un puits situé au centre d'une nappe infiniment étendue ou pouvant être considérée comme telle par rapport aux dimensions de l'ouvrage. Un pompage dans ce puits va créer un cône de rabattement qui ne s'étendra certainement pas à l'infini. En effet, si tel était le cas, (R_a/r_p) serait infini et le débit du puits, donné par la formule de DUPUIT, serait nul. D'un autre côté, il ne paraît pas absurde d'écrire que le rabattement $\zeta = 0$ pour $r = \infty$. il y a donc là une contradiction à laquelle la théorie des puits, envisagé dans la perspective d'un écoulement permanent, ne saurait échapper.

En vérité, cette contradiction provient précisément de l'hypothèse de la permanence de l'écoulement qui n'est pas compatible avec les données du problème. Reprenons l'exemple d'une nappe très étendue, mais supposons-la très grande et non pas infinie. Admettons en outre que sur ses bords cette nappe est limitée, non pas par de l'eau libre, mais par des surfaces imperméables. Nous avons donc une cuvette étanche remplie d'alluvions gorgées d'eau. Si nous pompons dans un puits situé en son centre, nous allons créer un cône de rabattement qui, théoriquement, ne se stabilisera jamais, puisque nous n'avons pas prévu d'alimentation de la nappe. En réalité, il s'étendra assez rapidement jusqu'à une certaine distance du puits, puis son accroissement sera de plus en plus lent et, à partir d'un certain moment, le cône sera pratiquement stationnaire. On a alors atteint, non pas un régime permanent en toute rigueur, mais un régime « quasi-permanent ».

L'exemple précédent montre que, pour comprendre la notion de rayon d'action, il faut étudier l'écoulement non-permanent vers un puits placé au centre d'une nappe très grande par rapport à ses dimensions. Dans un but de simplification, nous la supposerons d'ailleurs infinie. [1]

Le rayon d'action est la distance à laquelle le pompage cesse d'influer. La détermination de ce rayon n'est pas facile, et les résultats des expérimentateurs sont assez dispersés, car la notion même de rayon d'action est imprécise. [9]

1. En première approximation, on peut admettre que

$$100 r < R < 300 r \quad (\text{II.8})$$

Les valeurs extrêmes du logarithme sont $\ln 300 = 5.70$ et $\ln 100 = 4.61$ on voit que la plage d'incertitude sur Q reste faible. Pour $R = 200 r$, on obtient $(\ln R/r) = \ln 200 = 5.30$.

2. On peut également utiliser la formule empirique de Sichardt :

$$R = 3000 (H - h) \sqrt{K} \quad (\text{II.9})$$

avec: R , H et h exprimés en m, K exprimé en m/s.

3. Etablissement du régime permanent. On montre que

$$R = 1.5 \sqrt{(K \cdot H \cdot t)/n} \quad (\text{II.10})$$

avec : K : coefficient de perméabilité, exprimé en m/s.

t : durée du régime transitoire, exprimé en secondes.

n : la porosité.

Le produit $K.H$ est appelé transmissivité, elle notée T .

II.3.3. Puits imparfait

D'après Schneebeli, on peut conserver les formules de la nappe en charge en remplaçant les rabattements $s = H_0 - H$ par l'expression $\frac{H_0^2 - H_p^2}{2H_0}$.

L'approximation est d'autant meilleure que s est petit devant H_0 .

Formules empiriques pour une aquifère d'épaisseur finie :

$$s_p = \frac{Q}{4 \pi K} \left[\frac{2}{D} \ln \frac{\pi D}{2r_p} + \frac{0.2}{H_0} \right] \quad \text{d'après Todd} \quad (II.11)$$

$$s_p = \left(1 - \frac{s_p}{2D} \right) = \frac{Q \ln (R_a/r_p)}{2 \pi K D [1 + (0.30 + 10 r_p / H_0) \sin 1.8(1 - D / H_0)]} \quad (II.12)$$

d'après Boreil [3].

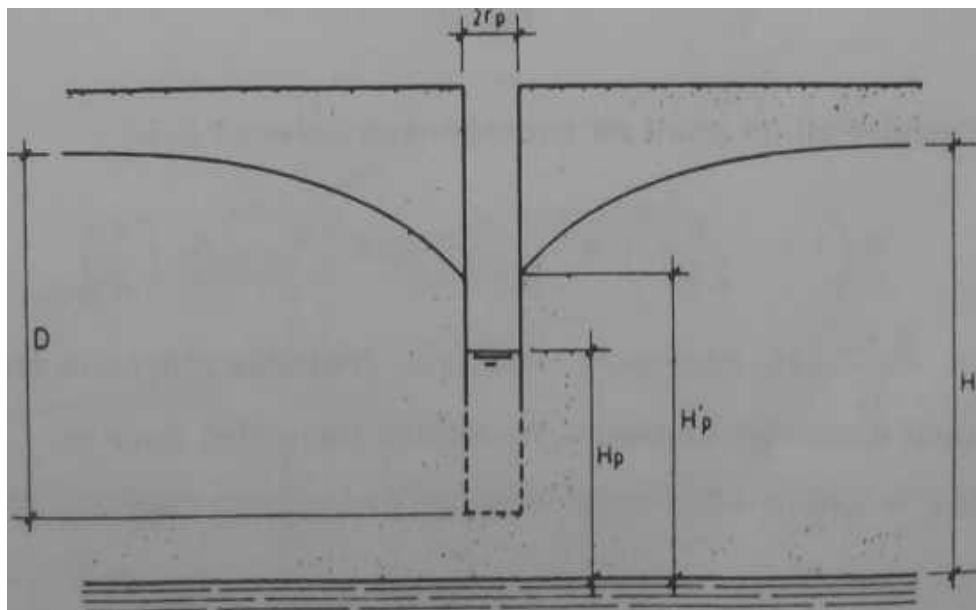


Fig II.3. Puits imparfait dans une nappe libre

II.3.4. Écoulement transitoire vers les puits

A. Théorie de Theis

Pour éliminer les inconvénients de la théorie de Dupuit, Charles V. Theis, géologue à l'Inspectorat géologique de l'administration des Etats-Unis, imagina en 1935 d'écrire les équations de l'écoulement non permanent vers un puits. Un écoulement est dit non permanent lorsque ses caractéristiques, sa vitesse, sa pression, par exemple, varient en fonction du temps. Pour cela, Theis a considéré une nappe aquifère captive d'épaisseur constante et de très grande étendue dans laquelle a été établi un puits de captage complet. [4]

Les hypothèses et les conditions limitatives suivantes doivent être satisfaites pour l'utilisation du modèle de Theis : [5]

- ❖ La nappe est infiniment grande dans la direction de r
- ❖ La transmissivité de la nappe est isotrope et constante dans le temps et dans l'espace
- ❖ Le coefficient d'emmagasinement est constant dans le temps et dans l'espace, et l'eau est soutirée de l'emmagasinement de la nappe d'une façon instantanée
- ❖ L'écoulement suit la loi de Darcy
- ❖ L'écoulement vers le puits est transitoire (les variations des rabattements avec le temps sont non négligeables et le gradient hydraulique n'est pas constant)

- ❖ Le débit d'extraction ou d'injection au puits est constant dans le temps
- ❖ Le puits a une pénétration totale dans la nappe
- ❖ Le diamètre du puits est infiniment petit
- ❖ Le fluide est homogène
- ❖ Il n'y a aucune autre source ni perte dans la nappe, autre que le pompage ou l'injection à travers le puits
- ❖ La nappe est captive et compressible

L'équation du régime transitoire, ou de Theis, provient de l'analogie entre l'écoulement souterrain et la conduction de la chaleur, et peut s'écrire par la formule :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad (\text{II.13})$$

avec $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$ (II.14)

où $W(u) = E_i(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -\gamma - \ln(u) - \sum_{n=1}^\infty \frac{(-1)^n u^n}{n(n!)}$ (II.15)

où

Q = débit de pompage ou d'injection [L³ T⁻¹]

T = transmissivité [L²T⁻¹]

W(u) = fonction de Theis ou fonction puits

E_i(u) = fonction exponentielle intégrale.

u = temps adimensionnel ou variable de la fonction W(u)

S = coefficient d'emmagasinement, sans dimension

r = distance radiale à partir du centre du puits [L]

t = temps depuis le début de pompage [T]

γ = constante d'Euler = 0,57721 56649 01532 86060 6512...

$$\gamma = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n \right) \quad [5]$$

Les valeurs numériques de la fonction caractéristique $W(u)$ peuvent être données sous forme d'une courbe standard (fig.4) que l'on dessine sur papier logarithmique en reportant en ordonnées $W(u)$ et en abscisse $1/u$ ou $\frac{4Tt}{r^2 S}$.

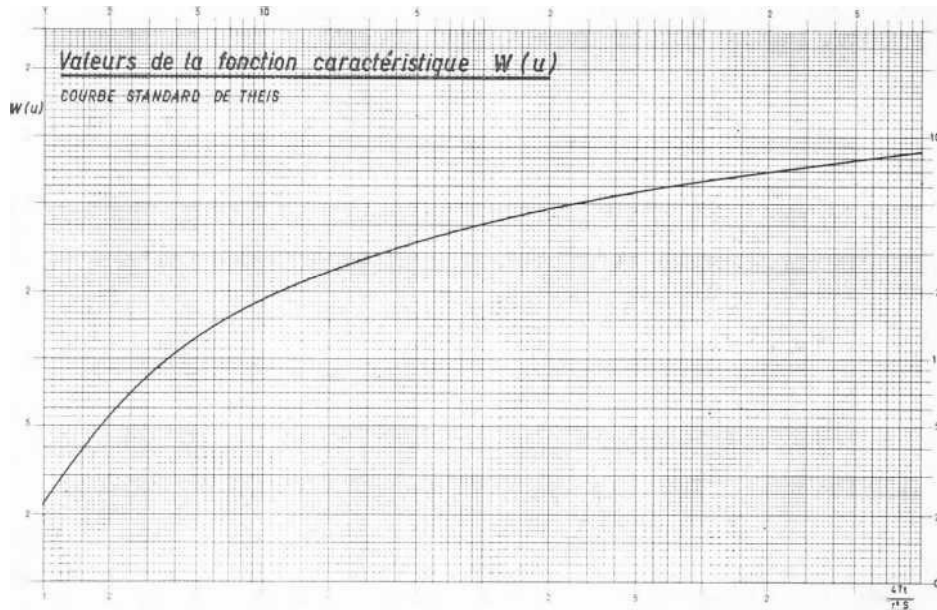


Fig II.4. Courbe standard de Theis (Recordon, M.E, 1968).

B. Théorie de Hantush

Vers 1960, M. S. Hantush généralisé sa théorie en faisant intervenir la perméabilité du substratum et les coefficients d’emmagasinement du toit et du substratum. [6]

Formule complète de Hantush:

$$S = \frac{Q}{4\pi T} S(\tau, \rho) \tag{II.16}$$

avec :

$$\tau = \frac{Tt}{sr^2_p} \text{ et } \rho = \frac{r}{r_p} \tag{II.17}$$

où $S(\tau, \rho)$ les valeurs de la fonction.

C. Formule d'approximation logarithmique (Jacob)

La méthode logarithmique de la droite de Jacob (1946), est reconnue comme la méthode la plus facile pour l'obtention des paramètres hydrodynamiques par essais de pompage. Elle est en fait basée sur une approximation de l'équation de Theis. . En effet, la série infinie de $W(u)$ (II.15) tronquée après le deuxième terme donne : [5]

$$W(u) = -\gamma - \ln(u) = -0,5772 - \ln\left(\frac{r^2 S}{4Tt}\right). \tag{II.18}$$

En utilisant cette approximation dans l'équation (II.15) et après développement, on obtient :

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left(\frac{1}{u} \exp(-\gamma) \right) = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left(\frac{2.25Tt}{r^2s} \right) \quad (\text{II.19})$$

$$S = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r^2s} \right) = 0.183 \frac{Q}{T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r^2s} \right) \quad (\text{II.20})$$

avec $u = \frac{r^2s}{4Tt} \leq 0.01$

Ces équation. peuvent être généralisées aux nappes libres pour autant que S qui représente alors le rabattement soit faible par rapport à la puissance de la nappe.

Le calcul de T et S par l'intermédiaire des formules suivantes:

$$T = 0.183 \frac{Q}{i} \quad \text{et} \quad s = \frac{2.25Tt_0}{r^2s} \quad (\text{II.21})$$

où

t_0 : temps correspondant à l'intersection de la droite avec l'axe $s=0$.

i : rabattement de la nappe dans un cycle logarithmique complet.

L'équation de la remontée après l'arrêt du pompage est:

$$S = \frac{0.183Q}{T} \log \left(\frac{t}{t'} \right) \quad (\text{II.22})$$

t' : temps écoulé depuis l'arrêt du pompage.

Le rayon fictif R_f , est la distance à laquelle le rabattement, calculée par l'expression de JACOB est nul. Il est fonction de T et de S . (**G. CASTANY, 1982**), [7].

$$R_f = 1.5 \sqrt{Tt} / s \quad (\text{II.23})$$

En pratique, il est rare que les conditions hydrogéologiques réelles soient assimilables, sans restriction, aux conditions idéales vues précédemment, ce qui limite beaucoup les possibilités d'application valable des méthodes de THEIS et de JACOB. (**M. DETAY, 1993**), [8].

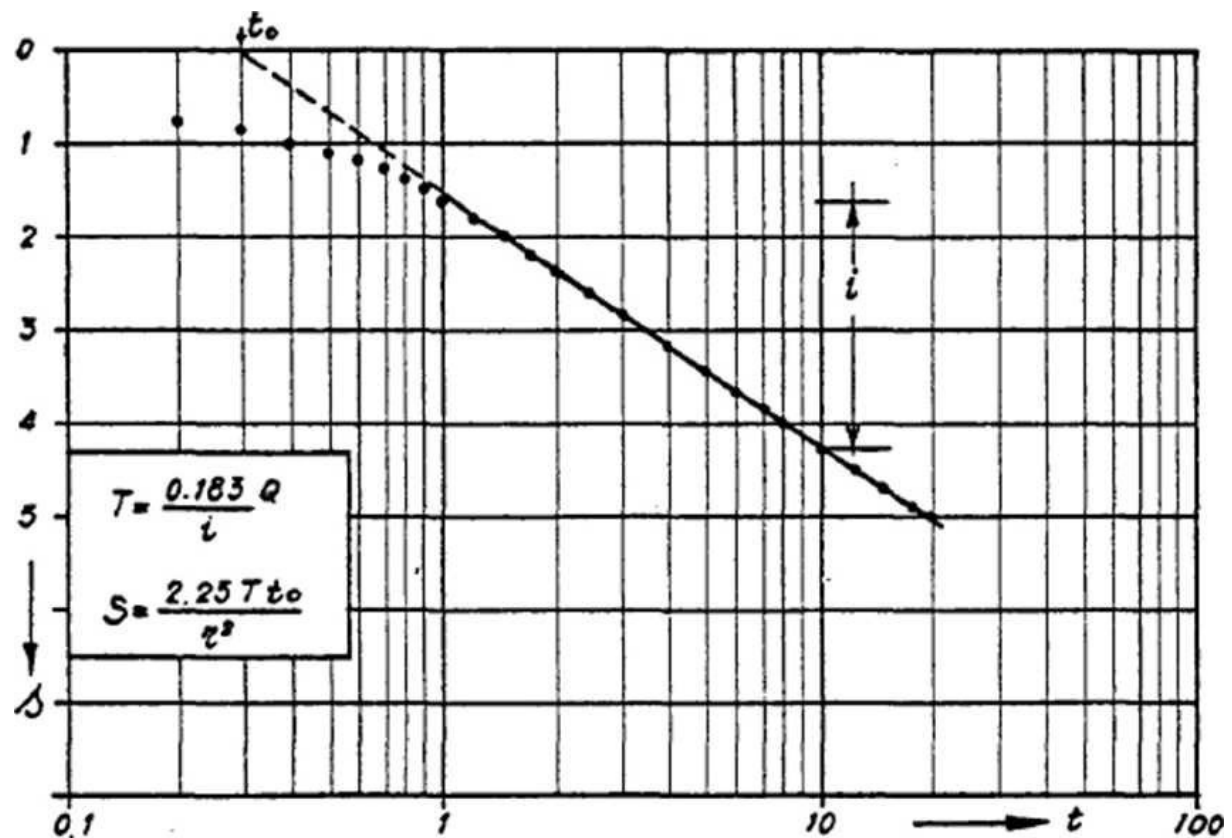


Fig II.5. Courbe standard de Jacob

II.4. Conclusion

L'hydraulique des puits est un des chapitre les plus anciens de l'hydraulique souterraine. Dans ce chapitre présenter l'écoulement vers les puits permanent et transitoire, J.Dupuit établi la théorie la plus ancienne permettant de calculer la forme de la surface de dépression de la nappe, en fonction du débit pompé et de la perméabilité de l'aquifère.

Après l'hypothèse de Dupuit en régime permanent, élargit la recherche pour résoudre les problèmes d'écoulement autour des puits ont montré les nombreuses théories sur le plus important flux de transit comme théorie Theis.

CHAPITRE III

Formulation de l'interférence entre les puits

III.1. Introduction

L'eau souterraine est souvent extraite par l'intermédiaire de plusieurs puits. A moins que la période de fonctionnement continu ne soit relativement courte ou que la distance entre les puits soit si grande que leurs zones d'influence ne chevauchent pas, le débit et la dépression des puits individuels sont affectés par les puits voisins.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les formules de l'interférence entre les puits ou deux puits spécialement.

III.2. L'interférence entre les puits

Lorsque les puits sont implantés à des distances plus petites que celles de leur rayon d'action R_a , il se manifeste le problème d'interférence entre les puits.

Pour déterminer les rabattements et les pressions on utilise le théorème de superposition des puits aux dérivées partielles avec $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$

La superposition est applicable en h^2 , mais ne peut être appliquée sur l'écoulement non permanent.

Le théorème de superposition pour une nappe libre pour N puits s'écrit:

$$H_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{\pi k} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} \quad (\text{III. 1})$$

Tel que :

H_0 : la charge initiale ou niveau statique.

H_1 : le niveau piézométrique dans le puits (i).

N : nombre de puits.

Q_j : les différents débits des puits.

K : perméabilité de la nappe.

R_i : le rayon d'action du puits i .

R_{ij} : la distance entre le puits (i) et le puits (j)

Dans le cas de deux puits dans une nappe libre, la relation est comme suit :

$$H_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^2 \frac{Q_j}{\pi k} \ln \frac{R_j}{r_{ij}}$$

Pour le puits n°1 :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{11}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \quad (\text{III. 2})$$

On a :

$r_{11} = r$ (le rayon du puits 1)

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}}$$

Pour le puits n°2 :

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{22}}$$

On a :

$r_{22} = r_2$ (le rayon du puits 2)

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \quad (\text{III. 3})$$

Cas particulier :

$R_1 = R_2$ (même rayon d'action des puits)

$r_1 = r_2$ (même rayon de puits)

$Q_1 = Q_2$ (même débit sortant)

On a alors l'équation suivante :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} \quad (\text{III. 4})$$

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{III. 5})$$

Sachant que :

$$H_0^2 - h_1^2 = H_0^2 - h_2^2, \text{ que } h_1 = h_2 = h$$

Tel que :

$$h = \left[H_0^2 - \left(\frac{Q}{\pi K} \left(\ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 6})$$

Puisque $r_{12} = r_{21}$

Le rabattement s est : $s = H_0 - h$

Pour le cas générale de deux puits en nappe libre, on a :

Pour le puits n°1:

$$h_1 = \left[H_0^2 - \left(\frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 7})$$

$$s_1 = H_0 - h_1$$

$$s_1 = H_0 - \left[H_0^2 - \left(\frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 8})$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

$$s_1 = H_0 - \left[H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left(\ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 9})$$

Pour le puits n°2:

$$h_2 = \left[H_0^2 - \left(\frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 10})$$

Pour le cas particulier :

$$Q = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

On a :

$$s_2 = H_0 - \left[H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left(\ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 11})$$

Notons que notre expérimentation portera sur ce dernier cas

1. le rayon d'action R .
2. le rayon de puits r .
3. le débit Q .
4. le rabattement s .

Ce phénomène est déjà utilisé au travers de puits image afin d'interpréter les données de la phase de remontée d'un essai de pompage, les résultats d'un essai réalisé à proximité d'une frontière, ou les données d'un essai par paliers. Ces trois situations peuvent ainsi être considérées comme des cas particuliers d'interférence entre puits, pour lesquels certaines grandeurs sont constantes entre le puits interférent et le puits testé, permettant l'obtention d'équations facilement interprétables :

- Remontée : Les 2 puits sont situés au même point, donc la distance entre chacun des puits et le puits d'observation est la même. Le débit des 2 puits est également le même au signe près
- Frontières : Le débit des 2 puits est constant au signe près et les 2 puits commencent à pomper simultanément
- Pompage par paliers : La distance entre le puits d'observation et chacun des puits de pompage est constante.

III.3. Conclusion

Nous venons de présenter dans cette première partie les aspects théoriques principaux de l'écoulement souterrain dans une nappe libre. A partir de la loi de Darcy, en passant par la formulation de Dupuit nous avons abouti aux équations décrivant le phénomène d'interférence. Les principales hypothèses sont basées sur le régime permanent et transitoire de l'écoulement, l'isotropie et l'homogène du milieu, l'horizontalité du substratum, et le rapport de l'épaisseur de la nappe à ses dimensions latérales.

Si des réserves sur la rigueur des hypothèses de Dupuit ont été émises, elles ne concernent que les environs immédiats du puits de pompage, car il considère que la surface libre de la nappe se raccorde au plan d'eau dans le puits. Mais réellement il existe une surface de suintement à travers laquelle transite un débit appréciable. Cependant au fur et à mesure que l'on s'éloigne du puits la méridienne de cet auteur gagne en précision et s'accorde parfaitement avec celles déterminées analytiquement (ou mathématiquement prouvée).

C'est sur ce dernier point que porteront nos essais expérimentaux car nous travaillerons sur les frontières de cet écoulement.

Nous utiliserons donc la formulation de Dupuit pour l'interprétation de nos essais dans la deuxième partie de ce travail.

PARTIE EXPERIMENTALE**1. Introduction**

Les essais expérimentaux envisagés, ont pour but de disposer de relations empiriques décrivant le processus de l'interférence entre les puits dans les conditions locales.

les modèles hydrauliques, ou modèles de sable ont l'avantage de reproduire les phénomènes liés à l'écoulement souterrain tels qu'il se passent réellement dans la nature. Ils permettent de visualiser les réactions des milieux aquifères à différents types de contraintes.

l'expérimentation envisagée doit obéir à des règles rigoureuses afin d'aboutir à des résultats fiables. Il est donc très recommandé les étapes de commencé cette travail :

- Bien nettoyer les équipements et tous les accessoires.
- nettoyer le sable et éliminer toutes l'argiles.
- Eliminer toutes les fuites avant le remplissage du banc par sable.
- installé la pompe avec le réservoir et le banc.
- installé le piézomètre avec le niveau de la nappe de sol.

C'est pour cela que l'on après tous les soins à préparer et mettre au point la simulation d'une nappe libre sollicitée par deux puits en pompage.

2. Dispositif expérimental

2.1. Equipement utilisé

Le matériel utilisé consiste en banc hydrologique composé d'un réservoir de forme rectangulaire fabriqué en métal inoxydable (émaillé) pouvant être rempli d'un sable de granulométrie variant entre 0.5 - 2 mm.

L'appareillage a une pompe centrifuge qui alimente le sable en eau avec un débit mesurable. Le niveau piézométrique dans le sable est contrôlé par deux trop-pleins, situés, l'un à gauche et l'autre à droite du dispositif.

L'excès d'eau est récupéré dans un bassin métallique. Le système fonctionne en circuit fermé.

Un ensemble de piézomètres reliés à la base du banc permet de suivre l'évolution du profil piézométrique dans le sable.

Deux puits distants de 60 cm permettent de simuler des pompages avec des débits contrôlés par deux vannes, voir photo (ci-dessous).



Figure V.1 : Banc hydrologique

La disposition des piézomètres dans le banc pour suivre l'évolution du profil piézomètre dans le sable, voir photo (ci-dessous).

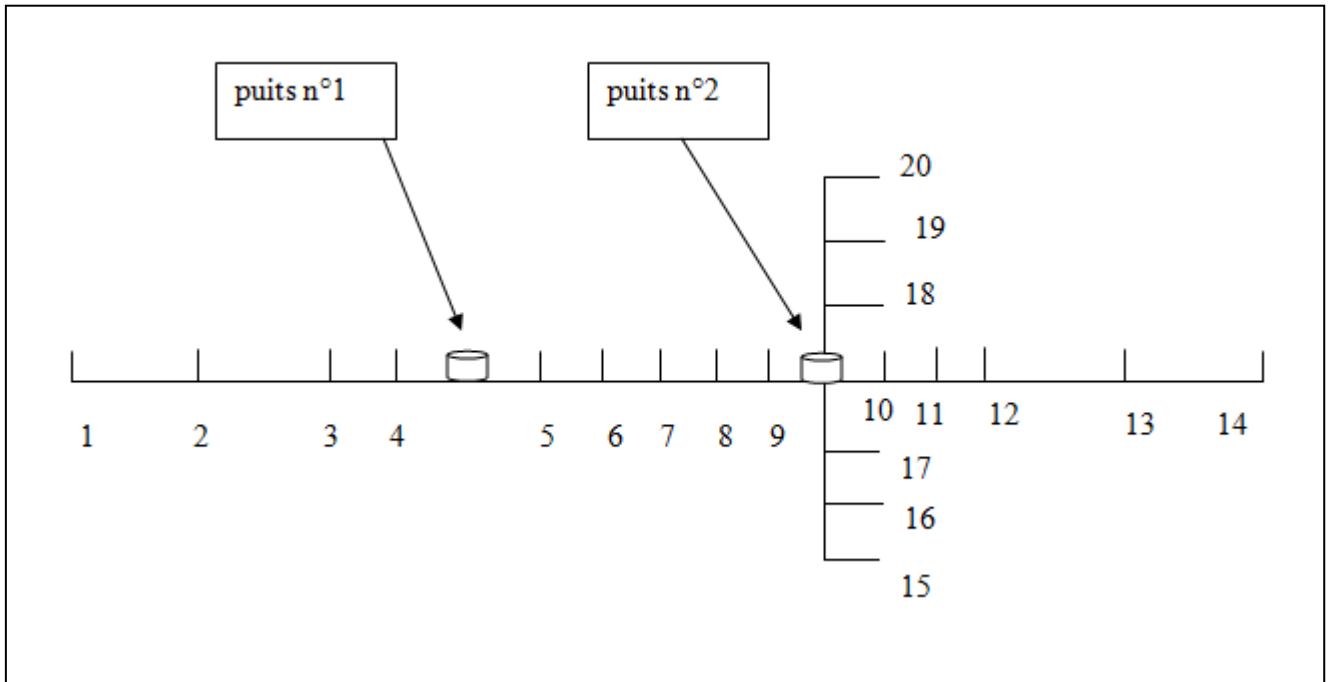


Figure V.2 :Disposition des piézomètres

2.2. Courbe granulométrique du sable utilisé

Le matériau utilisé est un sable de granulométrie variant entre 0.02 mm et 4mm . Il a été préalablement lavé et disposé dans le banc selon les règles citées précédemment .

Un échantillon a servi pour l'analyse granulométrique et un autre pour déterminer la perméabilité.

la courbe granulométrique a été dressée après tamisage à sec d'un échantillon de 500 g .La série de tamis employée comprend respectivement les diamètres suivantes :

Diamètres des mailles(mm)	Poids (g)	Tamisat	tamisats cumulés (en%)
20	0	0	0
50	1.08	0,21599179	0,21
200	60.889	12,1773373	12,39
500	190.16	38,0305548	50,42
1000	169.34	33,8667131	84,29
4000	78.55	15,709403	100

Tableau V. 1 : Classification du sable granulométrique

- Résultats obtenus

Les résultats des observations obtenues sont courbe granulométrique du sable suivante :

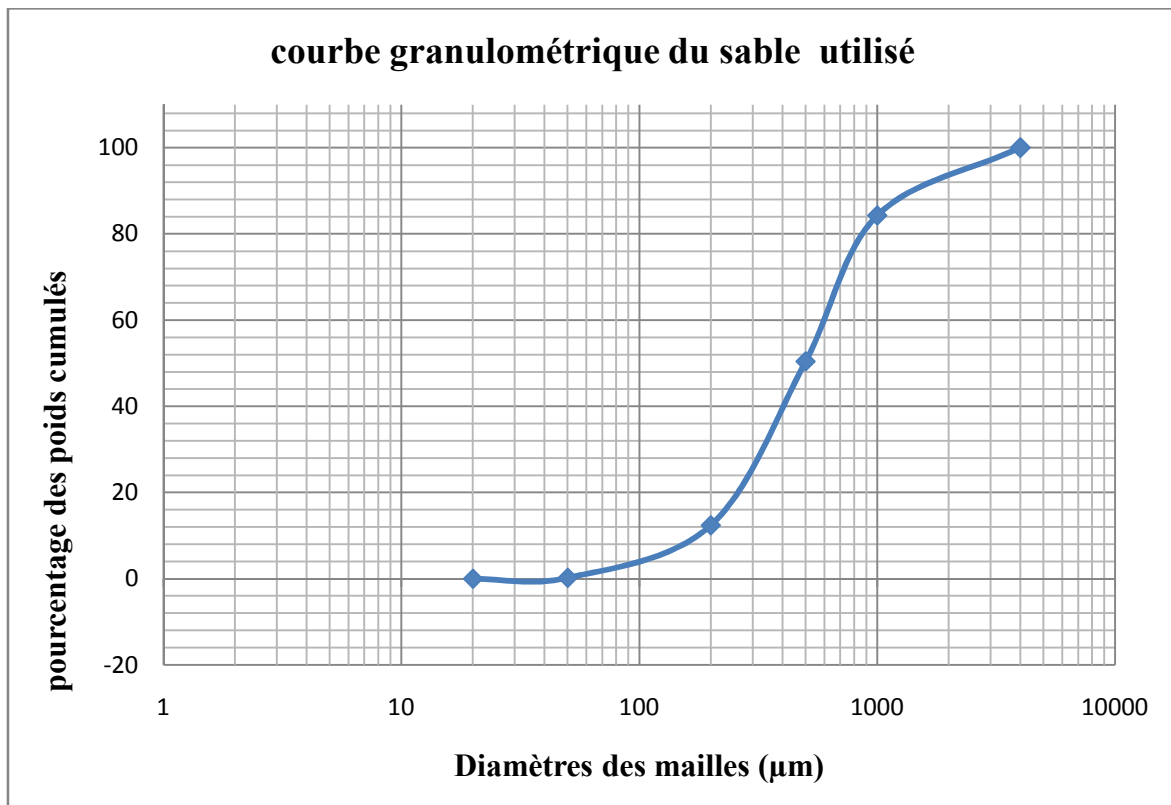


Figure V.3 : Courbe granulométrique du sable du modèle .

Chapitre V Partie expérimental d'interférence entre deux puits

D'après la classification du sable de granulométrie variant entre 0.02 mm et 4 mm. le sable de échantillon class:

sable fin : [0.02mm – 0.05mm].**sable moyen** : [0.2mm – 0.5mm].

sable gros : [1mm– 4mm].

Le coefficient d'uniformité ou (Hazen), $C_c = D_{60} / D_{10} < 2$

2.3. La perméabilité

La perméabilité de l'échantillon de sable a été déterminée au labo d'hydrologie et PSP l'aide d'un perméamétrie à charge constante (photo de l'appareil en annexe) .

Donc pour calcul la perméabilité de cette échantillon utilise la loi de Darcy.

$$Q = K. i.S$$

Q:le débit filtre à travers l'échantillon

i: le gradient hydraulique

L : la longueur de l'échantillon

Δh : la perte de charge

S : la section de l'échantillon

K : le coefficient de perméabilité du sable

Application :

Dans cette échantillon la perméabilité de sable a été déterminer :

$$Q = K. i. S$$

$$Q = 10^{-6} m^3/s$$

$$S = 0.0078 m^2$$

$$i = \Delta h / L \text{ sachant que ; } \Delta h = 610 \text{ mm et } L = 590$$

$$i = 1.0339$$

Après répète l'opération trois fois , on a obtenu les mêmes résultats :

$$K = 1.24. 10^{-4} \text{ m/s}$$

3. Conduite des essais

Après installation et vérification tous les dispositif du l'échantillon pour commencé les essais de cette travail .

Nous exploitons la pompe a été transformé ou le mouvement de l'eau dans le réservoir vers le sable dans le banc. Le sable alimenté bien à travers les deux côtés du double tube (voir annexe).

Après l'alimentation du sable , séparé les tuyaux piézométriques pour vidée d'air et branché avec les piézométriques. Le sable saturé en eau, car l'excès d'eau dans le réservoir à travers troublant. C'est le niveau statique de la nappe .

Le mouvement de l'eau dans le banc permanent. La charge devant être la même le long du système aquifère.

Après tous les tests préliminaires, on a commence les trois essais:

3.1. Essai n°1($Q_{p1} > Q_{p2}$)

La première essai après marquage la l'épaisseur de l'aquifère étant $H_0 = 126 \text{ mm}$. Il consiste en un pompage, on a ouvre la vanne de (puits n° 1) situé à gauche du système et mesuré le débit par apport le temps choisi est 30 seconde .

Le débit de (puits n° 1) est: $Q_{p1} = 0.004 \text{ l/s}$.

La même opération est répétée pour le (puits n° 2) situé à droite du système mais le débit inférieure par rapport le débit de (puits n° 1) .

Le débit de (puits n° 2) est: $Q_{p2} = 0.003 \text{ l/s}$.

- Résultats obtenus

les résultats des observations des piézomètres obtenues sont résumés dans le tableau suivante:

Débit Q_1, Q_2	N° De piézomètre	Niveau Dynamique $h(\text{mm})$	Distance par rapport le puits°1(cm)	Le rabattement $S= H_0-h (\text{mm})$
$Q_1 = 0.004 \text{ l/s}$	3	105	20	21
	4	78	10	48
	5	75	10	51
	6	111	20	15
	7	112	30	14
	8	112	40	14
	9	100	50	26
$Q_2 = 0.003 \text{ l/s}$	10	110	70	16
	11	118	80	8
	12	118	90	8
	13	120	110	6
	14	121	130	5

Tableau V. 2 : les valeurs des charge dans chaque piézomètre

Note : Les valeurs des piézomètres 1 et 2 est annuler par ce qu'il ya un problème dans les piézomètres 1 et 2.

3.2. Essai n°2($Q_{p1} < Q_{p2}$)

Cet essai est la même opération de mesure mais inverse, le débit de (puits n° 2) avec un débit $Q_{p2} = 0.004$ l/s supérieur par rapport le débit de (puits n° 1) avec un débit $Q_{p1} = 0.002$ l/s.

- Résultats obtenus

Débit Q_1, Q_2	N° De piézomètre	Niveau Dynamique h (mm)	Distance par rapport le puits°2(cm)	Le rabattement $S = H_0 - h$ (mm)
$Q_1 = 0.002$ l/s	3	110	80	16
	4	95	70	31
	5	92	50	34
	6	114	40	12
$Q_2 = 0.004$ l/s	7	114	30	12
	8	114	20	12
	9	82	10	44
	10	86	10	40
	11	119	20	7
	12	120	30	6
	13	120	50	6
	14	121	70	5

Tableau V. 3 : les valeurs des charges dans chaque piézomètre

3.3. Essai n°3($Q_{p1} = Q_{p2}$)

Après avoir observé l'effet du pompage des deux puits variant des débits, on a exécuté l'essai principal sur l'interférence des deux puits.

Le débit utilisé est $Q_{p1} = Q_{p2} = 0.003$ l/s pour chacun des deux puits . Après stabilisation des niveaux, on a relevé les charge dans tous les piézomètres.

- Résultats obtenus

Débit Q_1, Q_2	N° De piézomètre	Niveau de Piézomètreh(mm)	Le rabattement $S= H_0- h$
$Q_1 = 0.003$ l/s	3	113	13
	4	93	33
	5	79	47
$Q_2 = 0.003$ l/s	6	117	9
	7	117	9
	8	116	10
	9	80	46
	10	95	31
	11	120	6
	12	120	6
	13	120	6
	14	121	5

Tableau V. 4 : les valeurs des charge dans chaque piézomètre

4. Interprétation des essais

Nous allons exploiter les données expérimentales par le traçage du profil de dépression de la nappe pour les différents cas cités plus haut.

Pour le cas de l'interférence nous étudierons la méridienne entre les deux puits de pompage et extrapolerons par calcul les cas où les débits des deux puits ne sont pas égaux.

4.1. Pour le cas ($Q_{p1} > Q_{p2}$)

L'exploitation des résultats se fait par le traçage du profil de dépression de la nappe en fonction des débits de pompage Q_1 et Q_2 .

L'épaisseur de l'aquifère étant $H_0 = 126$ mm, on note que la dépression est plus accentuée pour un débit de 0.004 l/s. Pour le débit 0.003 l/s, elle est moins prononcée, la figure ci-dessous représente le profil de dépression de la nappe.

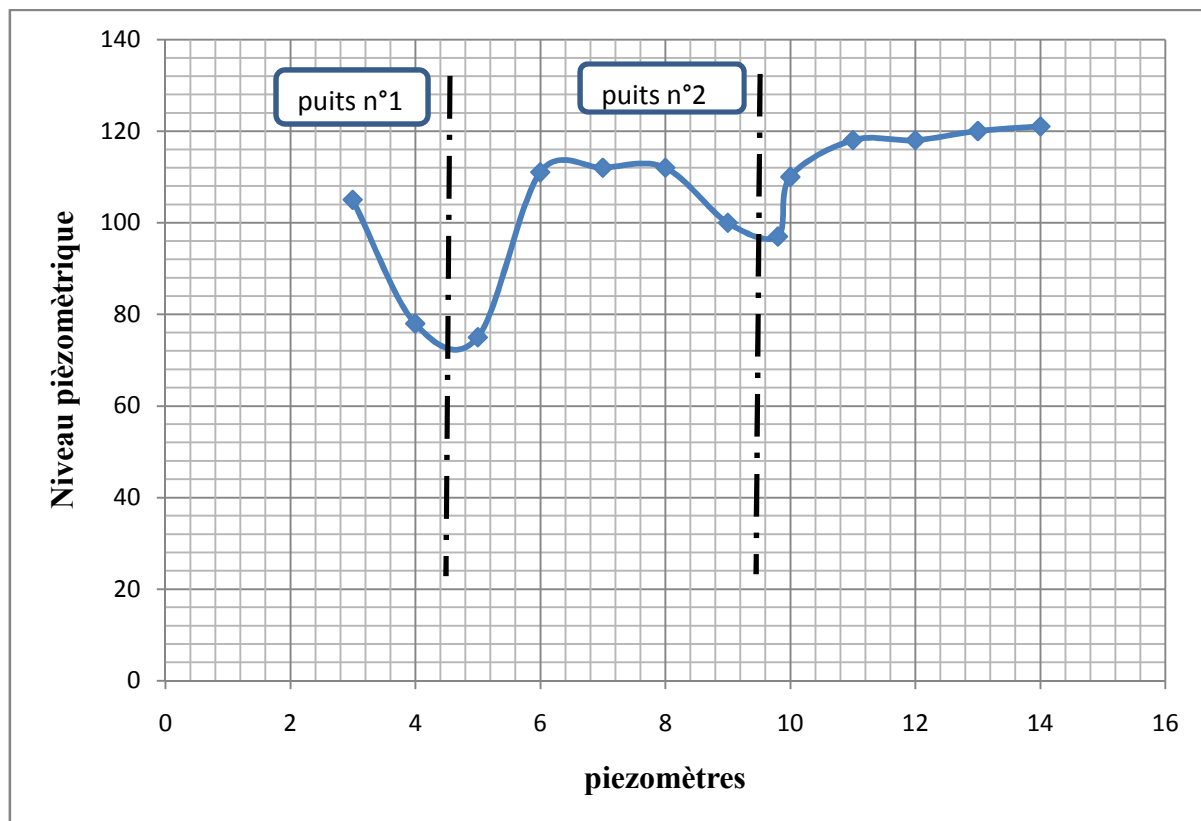


Figure V.4 : Profil de dépression en fonction des débits de pompage Q_1 et Q_2 .

4.1.1. Détermination du rayon d'action

Le rayon d'action sont déterminé expérimentalement par le traçage le courbe $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$. Les valeurs des cordonnées sont présentées dans le tableau suivante :

r (cm)	10	20	30	50	70	90	110
r/r ₀	10	20	30	50	70	90	110
Ln(r/r ₀)	2.30	2.99	3.40	4.14	4.25	4.56	4.7
H ₀ ² - h ² (cm ²)	102.51	75	56	42	37.76	19.52	14.76

Tableau V. 5 : les valeurs de H₀² - h² en fonction de (r)

- Résultats obtenus

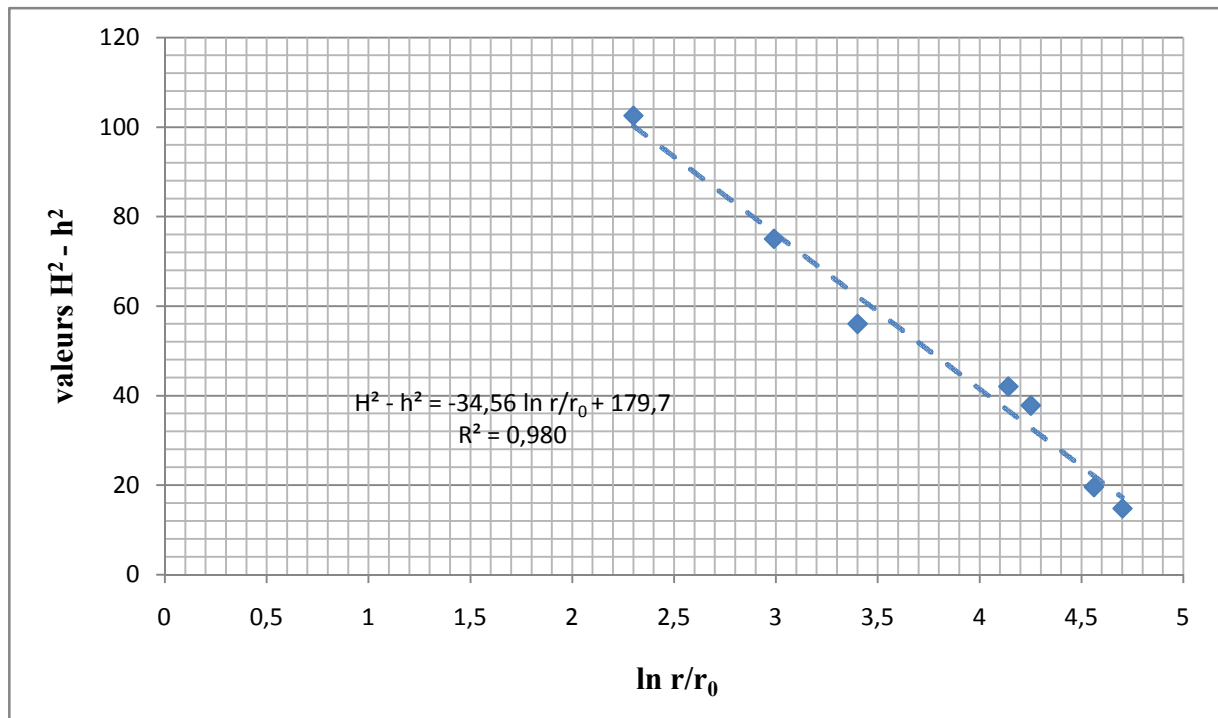


Figure V.5 : Courbe $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$.

On a d'après Dupuit : $H_0^2 - h_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (R_a / r)$, où r est la distance par rapport au puits et h la charge correspondante. Divisions le terme sous le logarithme r_0 .

$$H_0^2 - h_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (R_a / r_0 / r / r_0).$$

$$H_0^2 - h_p^2 = Q / \pi K [\ln R_a / r_0 - \ln r / r_0] , \quad r_0 = \text{rayon du puits} = 1 \text{ cm}$$

A partir de courbe de la figure V.5 on lit $\ln R_a / r_0$ pour $H_0^2 - h^2 = 0$.

On a respectivement :

- Pour $Q = 0.004 \text{ l/s}$ le rayon d'action $R_a = 25 \text{ mm}$
- Pour $Q = 0.003 \text{ l/s}$ le rayon d'action $R_a = 22 \text{ mm}$

4.1.2. Détermination de la charge dans le puits n°1

Pour déterminer la charge on a appliqué la relation de Dupuit :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - h_p^2}{\ln(R_a / r_p)}$$

Donc la charge $h = \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p}}$

Application :

- Pour $Q = 0.004 \text{ l/s}$

$$h = 81.95 \text{ mm}$$

- Pour $Q = 0.003 \text{ l/s}$

$$h = 99.02 \text{ mm}$$

Lorsque le débit augmente, la charge diminue et le rabattement augmente.

4.1.3. Estimation de vitesse d'écoulement

Le calcul de vitesse passe par la détermination de gradient hydraulique le long de profil de dépression.

On reprend l'équation de Dupuit :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - h_p^2}{\ln(R_a/r_p)} ,$$

$$H_0^2 - h_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln(R_a/r) \quad \Longrightarrow \quad h = \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p}}$$

$$\text{La vitesse } v = K \cdot \frac{\partial h}{\partial r} .$$

Observation que le gradient hydraulique i croit quand $r \longleftarrow r_0$

Pour calcul les valeurs du gradient hydraulique i et de la vitesse v dans les intervalles suivants:

$] r_0 - 10 [$ jusqu'à $] 110 - 130 [$.

Approchons le gradient hydraulique le long de la dépression par la relation suivante:

$$i = \Delta h / L, \text{ tel que}$$

Δh : est la différence des charges dans l'intervalle considéré

L : la longueur de cet intervalle .

La vitesse déterminée dans les intervalles n'est pas rigoureusement exacte, car les intervalles considérés ne sont pas réellement des droites.

Les valeurs calculées sont reproduites dans le tableau suivante :

X (cm)] r ₀ - 10 []10- 40 []40- 80 []80- 110 [
L(cm)	9	30	40	30
ΔH (cm)	3	3.7	0.6	0.2
i = ΔH/L	0.33	0.12	0.015	0.006
V= K.i(cm/s)	4.092.10 ⁻³	1.488.10 ⁻³	0.19.10 ⁻³	0.074.10 ⁻³

Tableau V. 6 : les vitesses estimées en fonction de(x)

- Résultats obtenus

La figure (ci-dessous), représente la variation de la vitesse en fonction de débit de pompage et de la distance par rapport au puits.

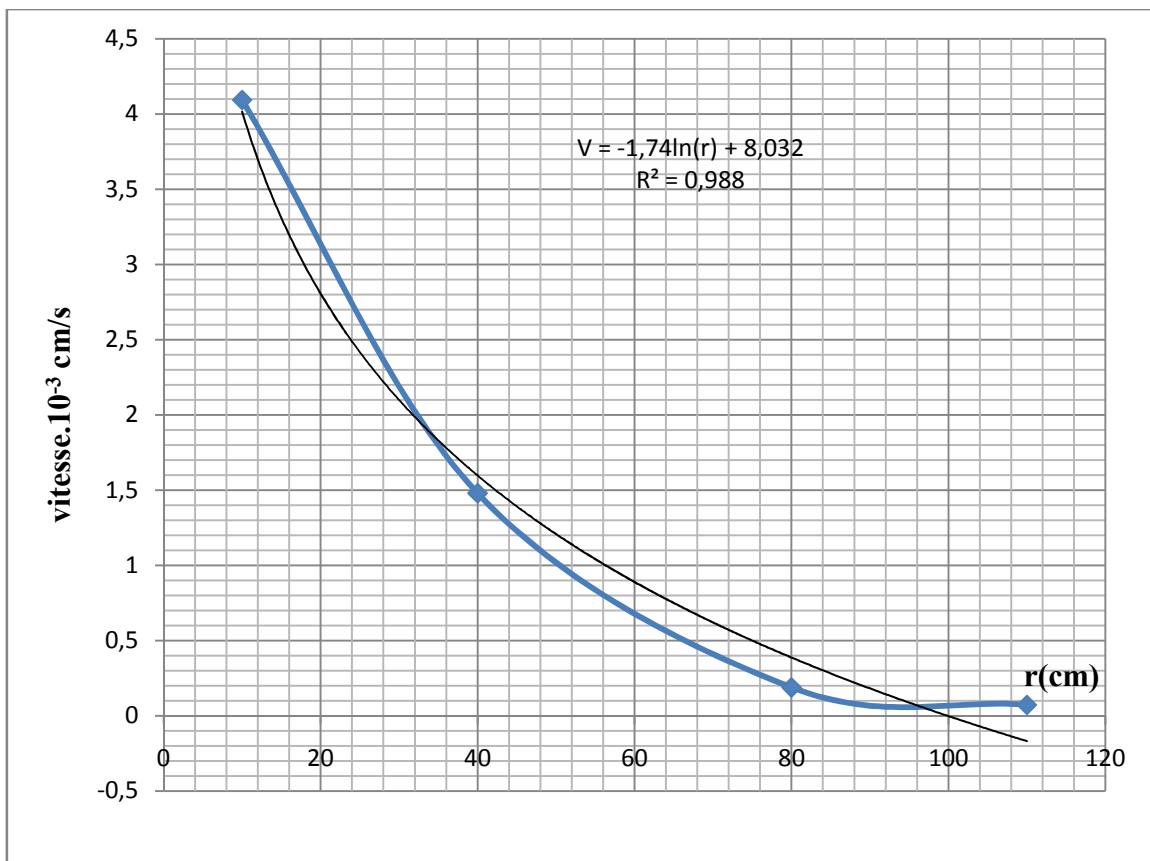


Figure V.6 :Variation de la vitesse d'écoulement.

4.2. Pour le cas ($Q_{p1} < Q_{p2}$)

Sur la figure (ci-dessous), on représente le profil de dépression au niveau des deux puits, pour des débits différents.

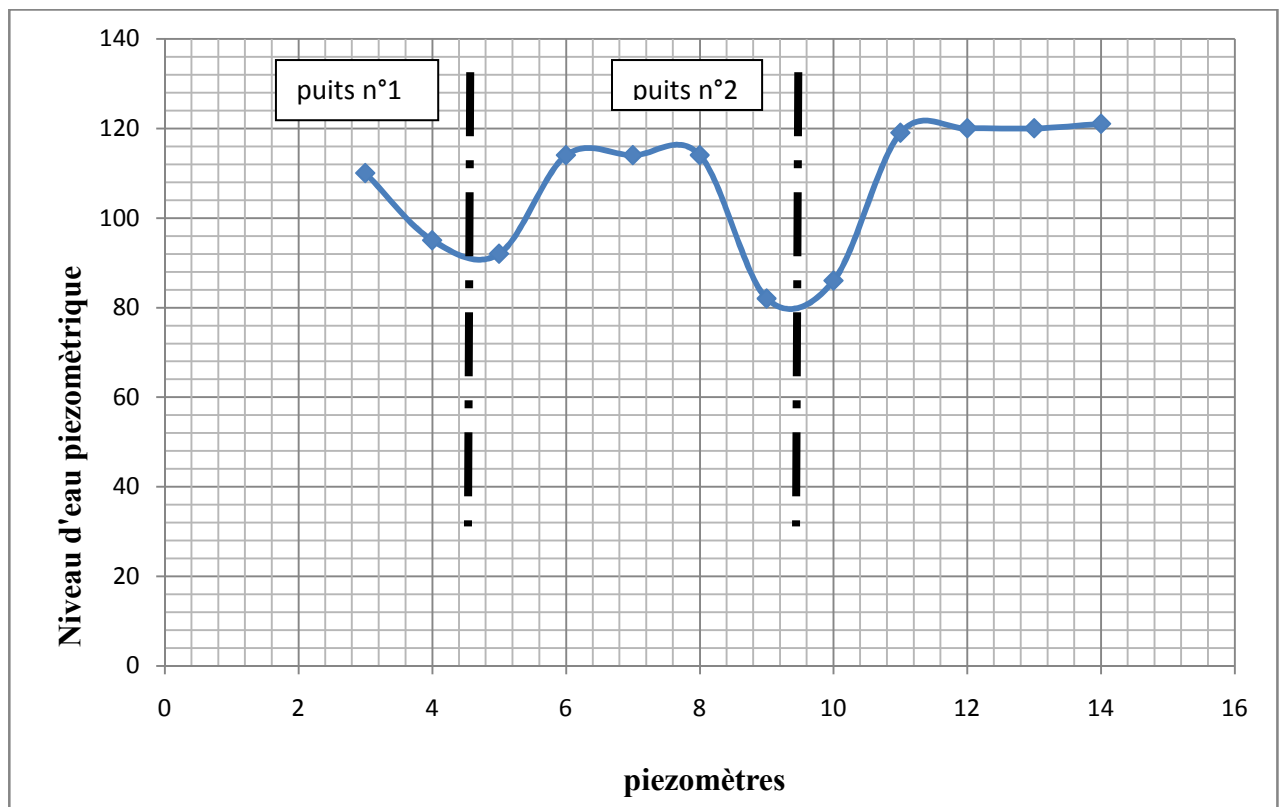


Figure V.7: Profil de dépression en fonction des débit de pompage ($Q_{p1} < Q_{p2}$).

4.2.1. Détermination le rayon d'action pour le deuxième cas

De la même manière que pour le premier cas, la détermination du rayon d'action s'est faite graphiquement à l'aide de la courbe $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$.

Les valeurs des cordonnées sont présentées dans le tableau suivante :

r (cm)	80	70	50	40	30	20	10
r/r ₀	80	70	50	40	30	20	10
Ln(r/r ₀)	4.38	4.24	3.91	3.68	3.40	2.99	2.3
H ₀ ² - h ² (cm ²)	37.36	68.51	74.12	76	82	83.8	91.52

Tableau V. 7 : les valeurs de H₀² - h² en fonction de (r)

- Résultats obtenus

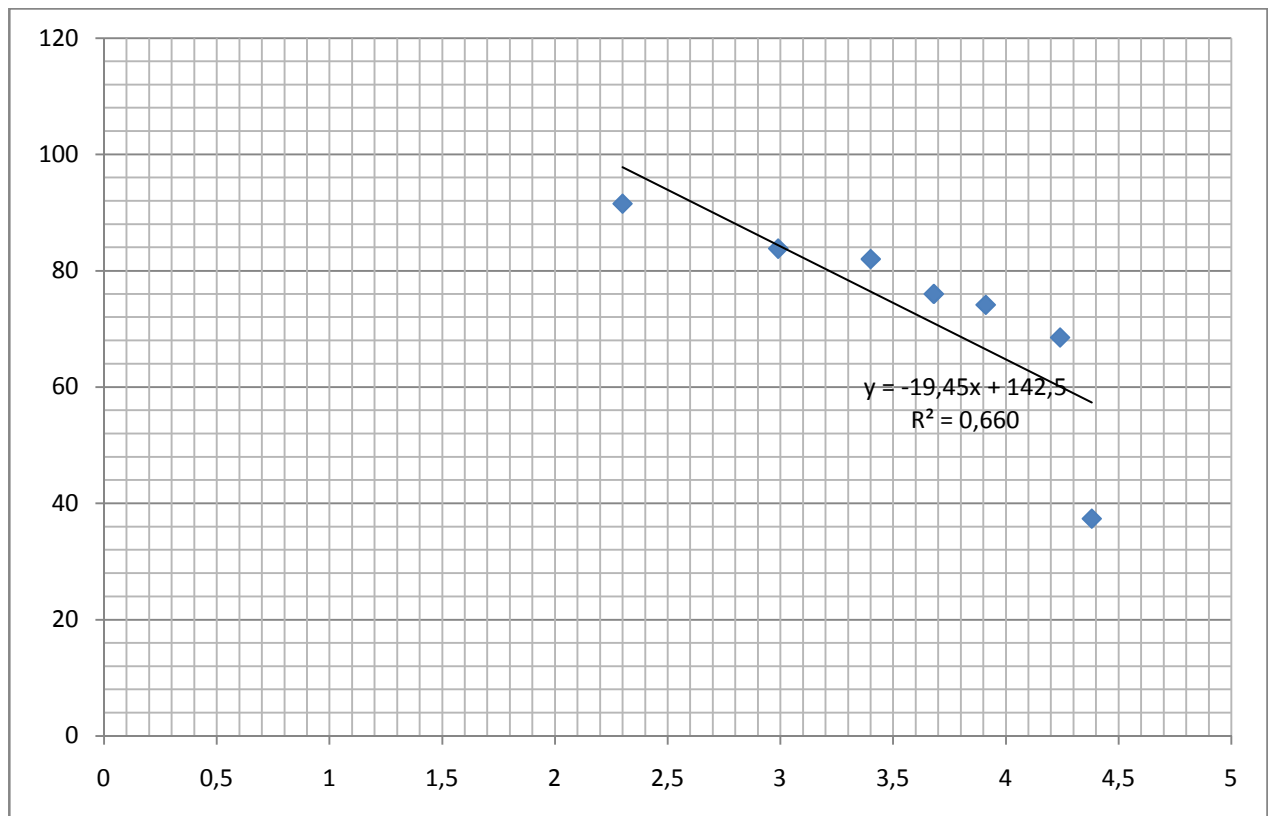


Figure V.8 : Courbe H₀² - h² = f (ln r/r₀) pour 2^{ème} cas.

Remarquons que c'est le même rayon pour le premier cas. Ceci est tout à fait logique car c'est la même débit de pompage.

- Pour Q = 0.004 l/s le rayon d'action R_a = 25 mm.
- pour Q = 0.002 l/s le rayon d'action R_a = 21mm.

4.3. Pour le cas ($Q_{p1} = Q_{p2}$)

L'interférence entre les puits c'est la partie la plus importante dans notre travail. Après avoir étudié l'effet des deux puits différents, nous avons choisi d'utiliser des débit égaux pour les deux puits $Q_{p1} = Q_{p2} = 0.003l/s$.

- Résultats obtenus

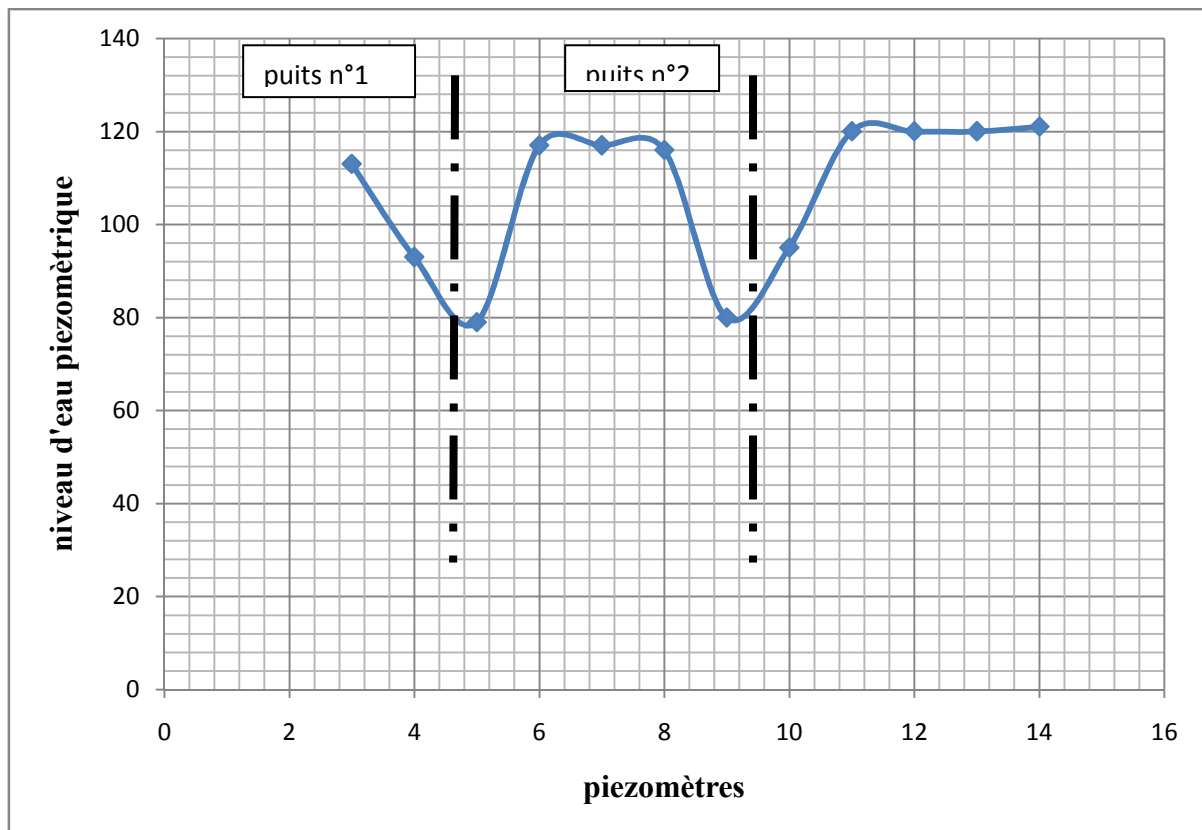


Figure V.9: Profil de dépression en fonction des débit de pompage ($Q_{p1}=Q_{p2}$).

4.3.1. Détermination des rayons d'action

Raisonnons entre les deux puits. L'équation qui décrit l'interférence entre les deux puits s'écrit comme suit :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{X} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{b-X}$$

Tel que :

R_1 : le rayon d'action du puits n°1

Chapitre V Partie expérimental d'interférence entre deux puits

R_2 : le rayon d'action du puits n°2

K: le coefficient de perméabilité

b: distance entre les puits , (dans notre cas b = 60 cm)

X: abscisses, l'origine étant l'axe du puits n°1

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{X} \left(\frac{R_1}{b-X} \right)$$

On peut écrire :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R^2}{b^2} - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{(b-X)X}{b^2}$$

Posons $[\ln(b - X) X/b^2] = \mathbf{X}$, $[Q/\pi K] = \mathbf{Q^*}$ et $[\ln R^2/b^2] = \mathbf{M}$

Les valeurs calculées de ces paramètres, pour x = 10 cm, x= 20 cm, x= 30 cm, sont reproduites dans le tableau ci- après :

x(cm)	10	20	30
x(b-x) (cm ²)	500	800	900
X	- 1.97	-1.5	-1.38
$H_0^2 - h^2$ (cm ²)	96.35	24.2	21.2

Tableau V. 8:les valeurs de $H_0^2 - h^2$ en fonction (X)

En utilisant les paramètres, l'équation précédente devient :

$$H_0^2 - h^2 = \mathbf{Q^* \cdot M} - \mathbf{Q^* \cdot X}$$

La détermination du rayon d'action se fait à l'aide de la courbe $H^2 - h^2 = f(X)$.

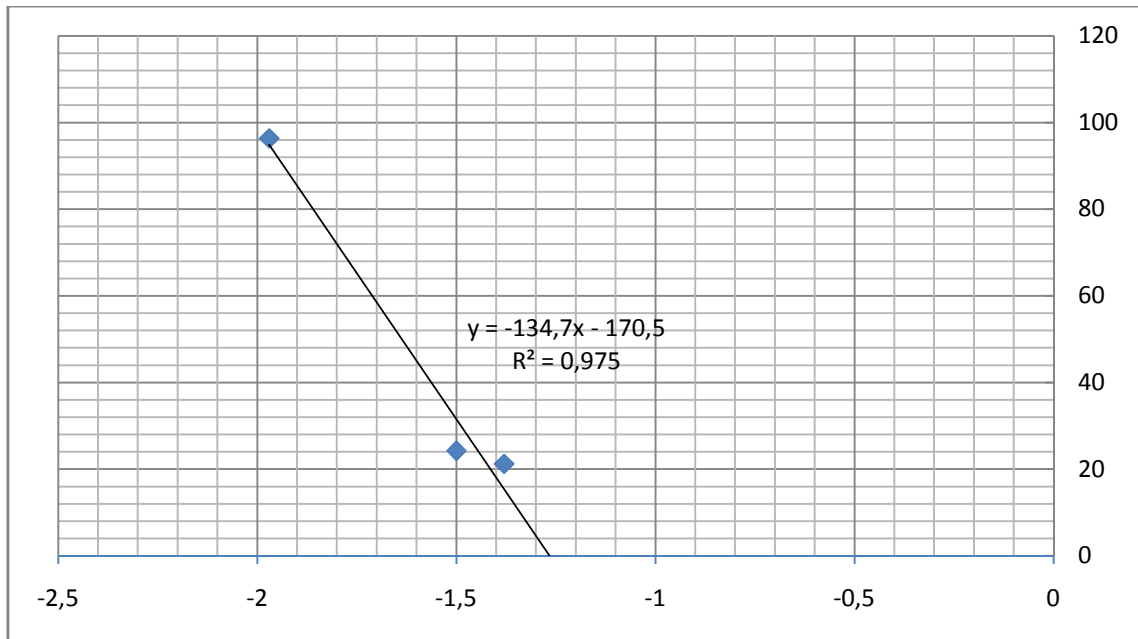


Figure V.10: la fonction $H_0^2 - h^2 = f(X)$.

Pour $X = 0$, $H_0^2 - h^2 = Q^* \ln R^2/b^2$

$\ln R^2/b^2 = 84,8/Q^* \implies R^2 = b^2 \cdot e^{84,8/Q^*}$

Le rayon d'action est donc : $R = 104,12 \text{ cm}$

4.3.2. Détermination de la charge dans les puits

En utilisant l'équation suivante :

$$H_0^2 - h_p^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{b}, \text{ avec;}$$

h_p = la charge dans le puits en cm.

Q = le débit de pompage cm^3/s .

b = Distance entre les puits = 60 cm

K = coefficient de perméabilité = $1,24 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

Après application numérique :

$$H_0^2 - h_p^2 = \frac{3}{3,14 \cdot 1,24 \cdot 10^{-2}} \ln \frac{104}{1} + \frac{3}{3,14 \cdot 1,24 \cdot 10^{-2}} \cdot \ln \frac{104}{60}$$

La charge dans les deux puits est la même, $h_p = 155.3$ mm.

Rappelons que la valeur réelle de la charge est inférieure à 155.3 mm.

4.3.3. Estimation des vitesses entre les puits

On calculé les vitesses d'écoulement entre les deux puits au niveau des intervalles suivants, à l'aide de la loi de Darcy : $v = k.i$

Le gradient hydraulique $i = \Delta h / \Delta l$.

Les valeurs des vitesses pour ces intervalles résumés dans le tableau suivante :

X (cm)] r ₀ - 10 []10- 20 []20- 30 []30- 40 []40- 50 []50- b [
L(cm)	9	10	10	10	10	10
ΔH (cm)	1.4	3.8	1	1	3.6	1.5
$i = \Delta H / L$	0.15	0.38	0.1	0.1	0.36	0.15
$V = K . i$ (cm/s)	$1.86 \cdot 10^{-3}$	$4.71 \cdot 10^{-3}$	$1.24 \cdot 10^{-3}$	$1.24 \cdot 10^{-3}$	$4.46 \cdot 10^{-3}$	$1.86 \cdot 10^{-3}$

Tableau V. 9: les vitesses entre les deux puits.

- Résultats obtenus

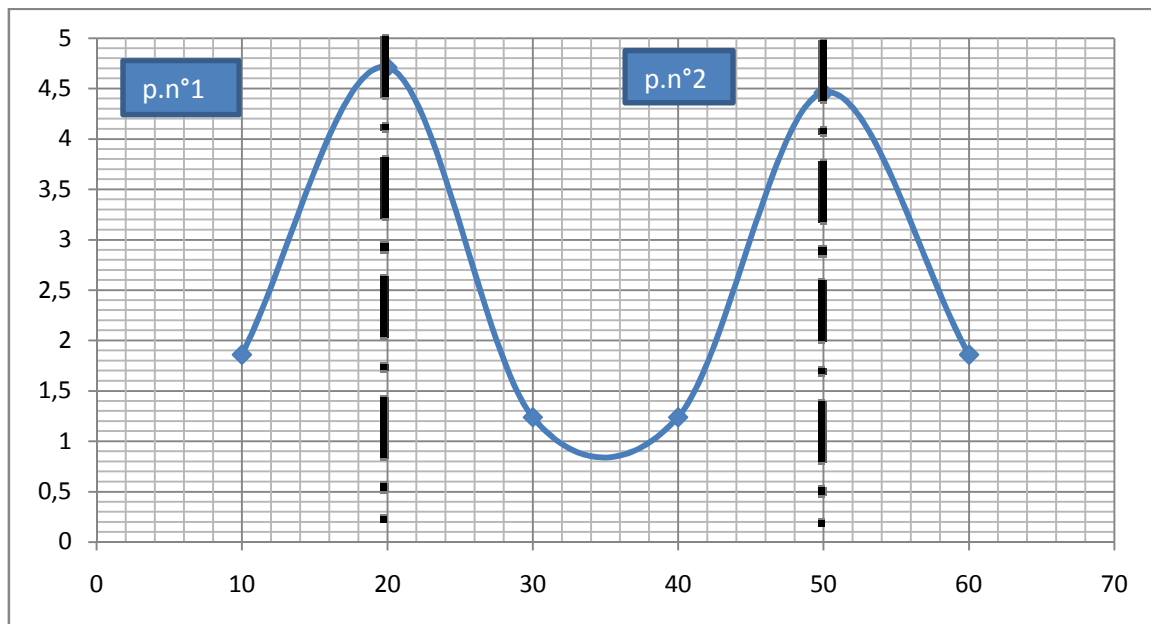


Figure V.11: Représentation des vitesses entre les puits.

Conclusion à la partie expérimental

Les essais réalisés au labo ont été effectués dans de très bonnes conditions. Leur fiabilité a été confirmée tout au long de l'interprétation.

Aucune contradiction avec les fondements théoriques n'a été décelée, ce qui montre l'intérêt des modèles de sable en hydraulique souterraine.

Mais ces bons résultats ont été acquis grâce à une méthodologie rigoureuse dans la réalisation de l'expérimentation, à savoir un bon choix et une bonne préparation du matériau, une bonne conduite des essais avec des débits de pompage adéquats.

Nous avons obtenu les mêmes rayon d'action pour les deux puits séparément, ce qui indique que le milieu régit de manière homogène.

L'application des loi de Darcy et Dupuit s'est faite aisément. La répartition des charges et des vitesses d'écoulement a pu être confortée analytiquement, surtout pour le cas de l'interférence.

Nous avons pu étudier ce phénomène en coupe et en plan. Nous avons, en outre, utilisé une approche analytique pour la généralisation des résultats pour des pompages à débits différents.

Conclusion général

L'étude expérimental sur l'interférence entre les puits en nappe libre, a été menée sur un matériau fin à moyen, de perméabilité $K = 1.24.10^{-4} \text{ m/s}$. Le dispositif utilisé du labo d'hydrologie est conçu pour la simulation du pompage à partir de deux puits .

L'objectif de ce travail est de trouver les relations empiriques qui décrivent le phénomène d'interférence, de les confronter aux relations analytiques connues dans la bibliographie, et de proposer une méthode généralisée pour différentes configurations (cas plusieurs puits).

Pour atteindre cet objectif nous avons d'abord présenté les fondements théoriques de l'écoulement souterrain et surtout les formulations de Dupuit pour le cas d'une nappe libre. Nous avons retenu la particularité de cette approche, à savoir la non prise en compte du phénomène de suintement. Nous en avons tenu compte tout en long de l'étude.

Dans la deuxième partie du travail nous avons montré la manière avec laquelle nous avons exécuté et interprété les essais. Nous avons signalé les précautions prises pour aboutir à de bons résultats.

Nous avons exploité les données expérimentales par la représentation détaillée des paramètres entrant dans le phénomène d'interférence.

Nous avons présenté la forme de la surface libre (en coupe et en plan), le mode de variation des vitesses d'écoulement, les rayons d'action des puits.

Tout les résultats expérimentaux ont été prouvés analytiquement. Nous avons proposé une relation qui donne les positions de la ligne de partage des eaux entre deux puits en interférence, pour différents cas des figures, notamment quantiles débit de pompage sont différents.

Nos résultats peuvent être utilisés pour d'autres travaux, surtout numériques.

Références bibliographiques

- [1] G. Schneebeli. - Hydraulique souterraine. (Eyrolles), 1978.
- [2] Maurice cassan. - Les Essais d'eau dans la reconnaissance des sols, 1980.
- [3] Maurice cassan. - Aide ~Mémoire d'hydraulique Souterraine, 1993.
- [4] M.E. Recordon. - Méthodes modernes de calcul des débits et des réserves des nappes d'eau souterraines, (Article) 1968.
- [5] Bolton . - Hydrogéologie
- [6] M. S. Hantush. - Non steady radial flow in an infinite leaky aquifer , 1955.
- [7] G. Castany.- Hydrogéologie principes et méthodes, 1982.
- [8] M. Detay. - Le forage d'eau, Réalisation, entretien réhabilitation. ingénierie de l'environnement. Masson, Paris,1993.
- [9] Cours Géotechnique, Ingénierie de la construction 2006.
- Mémoires de fin d'étude:
- Etude expérimental de l'interférence entre les puits 2004.
 - Etude d'un essai de pompage « méthode par palier » dans un forage situé à la commune de Mahdia w. de Tiaret, 2013.

Partie Annexe



Un perméamètre



Banc hydrologie et réservoir



Banc hydrologie au début de expérimental



Série de piézomètres