

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique



جامعة محمد بوضياف - المسيلة

كلية التكنولوجيا

قسم الري

N: 05/2025/CSD/DH

M'sila le, 21/05/2025

## Extrait du procès-verbal du comité scientifique du département

Le Président,

Suite à la réception des **avis favorables** émis par les experts désignés par le comité scientifique du département d'hydraulique, comme en atteste l'extrait du procès-verbal en date du 17 février 2025, concernant **l'évaluation du polycopié intitulé "Hydrogéologie"** soumis par Monsieur, **Mézali Farouk**, Maître de Conférences de classe B (MCB), le comité exprime son accord unanime. Il recommande la publication du contenu sur la plateforme DSpace de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila.

Le président du CSD

Pr. Mostafa Dougha




## Résumé

Le cours d'hydrogéologie, destiné aux étudiants de troisième année licence hydraulique, présente les fondements de l'étude des eaux souterraines, en s'appuyant sur les principes géologiques, physiques et mathématiques. Après avoir défini les notions essentielles telles que bassin hydrologique, bassin hydrogéologique, aquifère, aquitard, aquiclude et nappe, le cours distingue les différents types d'aquifères (homogènes, hétérogènes) et de nappes (libres, captives, karstiques), ainsi que leurs particularités selon les milieux poreux ou fissurés. Il aborde la recharge naturelle et artificielle des nappes, la vulnérabilité des aquifères et les interactions avec les eaux de surface et marines. Les paramètres hydrogéologiques fondamentaux — porosité, indice des vides, perméabilité, transmissivité, diffusivité, emmagasinement — sont détaillés, avec des méthodes de mesure et des exemples pratiques. Une large partie du cours est consacrée à l'hydrodynamique en milieu poreux : loi de Darcy, conductivité hydraulique, charge piézométrique, vitesse d'écoulement, débit, lecture et utilisation des cartes piézométriques, de transmissivité et de perméabilité, équation de continuité et équation générale de l'écoulement souterrain. Le cours traite également des essais de pompage et de puits, de leur interprétation (formules de Theis, Jacob, Dupuit), et des régimes d'écoulement (permanent, transitoire), pour déterminer les paramètres hydrodynamiques et optimiser l'exploitation des aquifères. Le cours évoque aussi brièvement la chimie des eaux souterraines et les problématiques de contamination, en insistant sur l'importance de la qualité de l'eau et des risques liés aux activités humaines, sans en faire l'axe central du programme.

## Mots-clés

Hydrogéologie, aquifère, nappe libre, nappe captive, milieu poreux, milieu fissuré, porosité, perméabilité, transmissivité, emmagasinement, loi de Darcy, charge piézométrique, débit, carte piézométrique, essai de pompage, formule de Theis, formule de Jacob, formule de Dupuit, régime permanent, régime transitoire, captage, chimie des eaux, contamination.



**Université de M'sila**  
**Département : Hydraulique**  
**Niveau : Troisième année Licence**

---

# **Cours d'Hydrogéologie**

---

**Auteur : Mezali Farouk**

**Email : farouk.mezali@univ-msila.dz**

**Année Universitaire : 2024-2025**



# Table des matières

<b>1</b>	<b>Quelques définitions</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Notions d'aquifères et nappes</b>	<b>6</b>
2.1	Notion d'aquifères	6
2.2	Types de nappes	6
2.2.1	Nappes en milieux poreux	6
2.2.2	Nappes en milieux fissurés	7
2.3	Chimie des eaux souterraines et problématiques de contamination	8
<b>3</b>	<b>Paramètres hydrogéologiques</b>	<b>10</b>
3.1	Porosité et indice des vides	10
3.2	Perméabilité – Transmissivité – Diffusivité – Emmagasinement	12
<b>4</b>	<b>Hydrodynamique en milieu poreux</b>	<b>15</b>
4.1	La loi de Darcy	15
4.1.1	Vitesse de filtration et vitesse effective	16
4.1.2	Mesure du niveau piézométrique	18
4.1.3	Débit d'une nappe	18
4.2	Exercices	19
4.3	Quelques applications de la loi de Darcy	20
4.3.1	Galerie filtrante sur fond horizontal	20
4.3.2	Puits artésien	21
4.3.3	Puits filtrant à nappe libre	21
4.4	Application à la lecture des cartes de transmissivité et de perméabilité	22
4.5	Généralisation de la loi de Darcy ; équation de continuité ; équation générale de l'hydrodynamique en milieu poreux	24
4.5.1	Loi de Darcy généralisée	24
4.5.2	Validité de la loi de Darcy	24
4.5.3	Équation de Continuité	24
4.5.4	Équation Générale de l'Écoulement Souterrain	25
<b>5</b>	<b>Écoulements des eaux souterraines vers les ouvrages de captage</b>	<b>26</b>
5.1	Essais de puits et pompages d'essai	26
5.1.1	L'essai de puits	26
5.1.2	Le pompage d'essai	26
5.1.3	Formules de Theis	27
5.1.4	Remontée de la nappe	29
5.1.5	Interprétation de l'essai	30
5.1.6	Essai de puits par paliers de débit	31
5.2	Exemples d'applications sur le pompage d'essais en régime transitoire	32
5.2.1	Application 1 : Aquifère à nappe captive illimité	32
5.2.2	Application 2 : Aquifère à nappe libre	33

# Chapitre 1

## Quelques définitions

### Introduction générale

L'hydrogéologie, définie par J.C. Nonner (*Introduction to Hydrogeology*) comme « l'étude de l'occurrence, du mouvement et de la chimie de l'eau souterraine dans son environnement géologique », représente une discipline scientifique essentielle qui s'appuie sur une compréhension approfondie des principes géologiques. Cette science entretient des relations étroites avec les sciences fondamentales comme les mathématiques, la physique et la chimie, ainsi qu'avec d'autres disciplines des sciences de la Terre telles que la géologie, l'hydrologie et la météorologie, nécessitant souvent des collaborations interdisciplinaires entre hydrogéologues, ingénieurs, géologues et spécialistes de l'environnement.

- Ses applications pratiques en ingénierie couvrent des domaines variés comme l'approvisionnement en eau pour les usages domestiques, industriels et agricoles, le drainage des zones humides et des mines, ainsi que la protection environnementale à travers la gestion des pollutions et la restauration des écosystèmes.
- Historiquement, les conceptions sur les eaux souterraines ont évolué depuis les théories antiques des Grecs et Romains qui les imaginaient d'origine océanique, jusqu'aux démonstrations du XVIIe siècle par Perrault et Mariotte sur le rôle des précipitations, pour aboutir au XIXe siècle aux travaux fondateurs de Darcy sur l'écoulement en milieu poreux.
- Les avancées scientifiques récentes incluent le développement de modèles mathématiques par Thiem, Theis et Jacob, l'émergence des modèles numériques comme Modflow depuis les années 1960, ainsi que des études approfondies sur la chimie des eaux, les processus de contamination et la traçabilité en milieux fracturés tels que les calcaires et les basaltes.
- Les techniques d'exploration ont parallèlement progressé des méthodes traditionnelles de forage à la tarière et par percussion vers des technologies plus sophistiquées comme le forage rotatif utilisant la boue bentonitique au XIXe siècle, puis les techniques modernes de forage inverse et de diagraphie géophysique.

Dans ce contexte, l'hydrogéologie apparaît comme une science interdisciplinaire fondamentale dont les applications concernent autant l'ingénierie que l'environnement et les politiques publiques, tandis que les défis contemporains liés à la pollution et à la surexploitation des ressources en eau souterraine stimulent

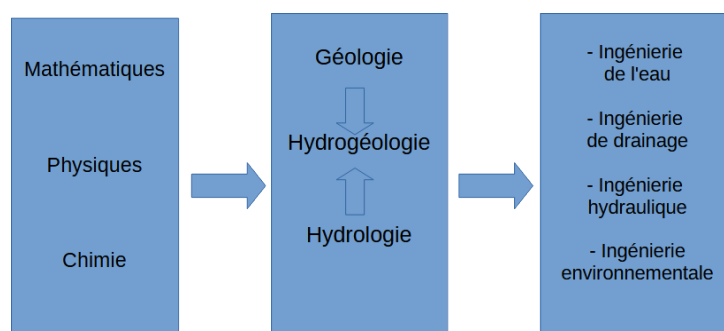


FIGURE 1.1 – Relation de l'hydrogéologie avec les autres disciplines

continuellement le développement de nouvelles approches technologiques et méthodologiques pour une meilleure compréhension des systèmes hydrogéologiques.

## Définitions

- **Bassin hydrologique** : délimité par les **lignes de crêtes topographiques**, il isole le bassin versant d'un cours d'eau et de ses affluents. En surface, il correspond au bassin hydrographique.
- **Bassin hydrogéologique** : partie souterraine du bassin hydrologique.
- **Aquifère** : corps de roches perméables comportant une zone saturée conductrice d'eau souterraine, permettant un écoulement significatif et un captage en quantité appréciable.
  - Il peut comporter une **zone non saturée**.
  - Un aquifère est **homogène** si sa perméabilité est **interstitielle** (ex. sables, graviers).
  - Il est **hétérogène** si sa perméabilité est liée aux **fissures** (ex. granite, calcaire karstique).
- **Aquitard** : formations semi-perméables (ex. sables argileux) pouvant stocker de l'eau avec une vitesse de transit faible. Elles assurent la communication entre aquifères superposés par **drainance**.
- **Aquiclude** : formations imperméables ne produisant pas d'eau.
- **Nappe** : ensemble des eaux contenues dans la **zone saturée** d'un aquifère, où toutes les parties sont en liaison hydraulique. Il y a plusieurs types de nappes : les nappes libres, les nappes captives et les nappes karstiques (calcaire).

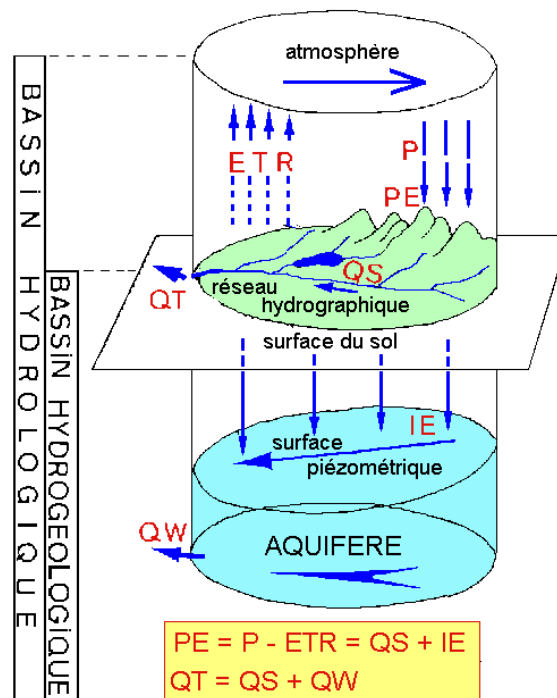


FIGURE 1.2 – Bassin hydrologique, bassin hydrogéologique et aquifère.

## Recharge d'une nappe

Une nappe est limitée vers le bas par un niveau imperméable et peut être alimentée par l'infiltration de l'eau d'une rivière.

## Porosité et indice des vides

La porosité  $\omega$  est définie par :

$$\omega = \frac{V_v}{V_t}$$

ou  $V_v$  est le volume des vides et  $V_t$  est le volume total de la roche.

L'indice des vides  $e$  est donné par :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

ou  $V_s$  est le volume du solide plein.

On peut relier  $\omega$  et  $e$  par :

$$\omega = \frac{e}{e+1}, \quad e = \frac{\omega}{1-\omega}$$

# Chapitre 2

## Notions d'aquifères et nappes

### 2.1 Notion d'aquifères

Dans le chapitre 1, consacré aux définitions générales, nous avons déjà défini les concepts fondamentaux liés aux aquifères, nous rappelons ici les concepts :

- Un **aquifère** est un corps de roches perméables contenant une zone saturée suffisamment conductrice pour permettre un écoulement significatif et un captage d'eau appréciable. Il peut comporter une zone non saturée.
- Un aquifère est **homogène** lorsque sa perméabilité est interstitielle (sables, graviers) et **hétérogène** lorsqu'elle est due aux fissures (granite, calcaire karstique).
- Les **formations semi-perméables** (aquitards), comme les sables argileux, peuvent stocker de l'eau avec une vitesse de transit faible et assurer la communication entre aquifères superposés par drainance.
- Les **aquicludes** sont des formations imperméables ne produisant pas d'eau.
- Une **nappe** correspond aux eaux contenues dans la zone saturée d'un aquifère, en liaison hydraulique.

Ces définitions étant posées, nous allons à présent détailler les différents types de nappes en fonction du milieu aquifère.

### 2.2 Types de nappes

#### 2.2.1 Nappes en milieux poreux

##### Nappes libres

Une nappe libre possède une **surface piézométrique** coïncidant avec sa surface libre, surmontée d'une zone non saturée.

**Nappe de vallée en pays tempéré** La nappe phréatique est la première atteinte par les puits. Lorsque le sol est poreux et perméable :

- L'eau de pluie s'infiltré jusqu'à une couche imperméable, formant une **surface libre**.
- L'eau circule vers des exutoires (sources, rivières).
- Les **courbes isopiézométriques** indiquent la pente et le sens d'écoulement.
- Un exutoire diffus est appelé *surface de suintement*.

**Nappe alluviale** Située dans les alluvions d'une rivière, cette nappe :

- Échange de l'eau avec le cours d'eau.
- Fournit d'importants réservoirs pour les villes (ex. Oued el Ksob, M'sila).
- Est vulnérable à la pollution.
- Subit un colmatage des échanges avec la rivière en raison des barrages.

En pays aride :

- Elle est alimentée par les crues des oueds.
- L'eau s'écoule vers des dépressions endoréiques formant des lacs temporaires ou des sebkhas.

**Nappe en plaine littorale** La nappe d'eau douce contenue dans les alluvions est en équilibre avec la nappe salée issue de l'eau de mer. L'interface entre les deux forme un **biseau salé**.

- Tout rabattement de la nappe douce entraîne une avancée de l'eau salée vers l'intérieur des terres.

### Recharge d'une nappe

Une nappe repose sur un niveau imperméable et peut être alimentée par infiltration :

- Une nappe est dite **perchée** si elle en surmonte une autre et l'alimente par drainance.
- La **recharge artificielle** introduit de l'eau via forages, bassins ou galeries.

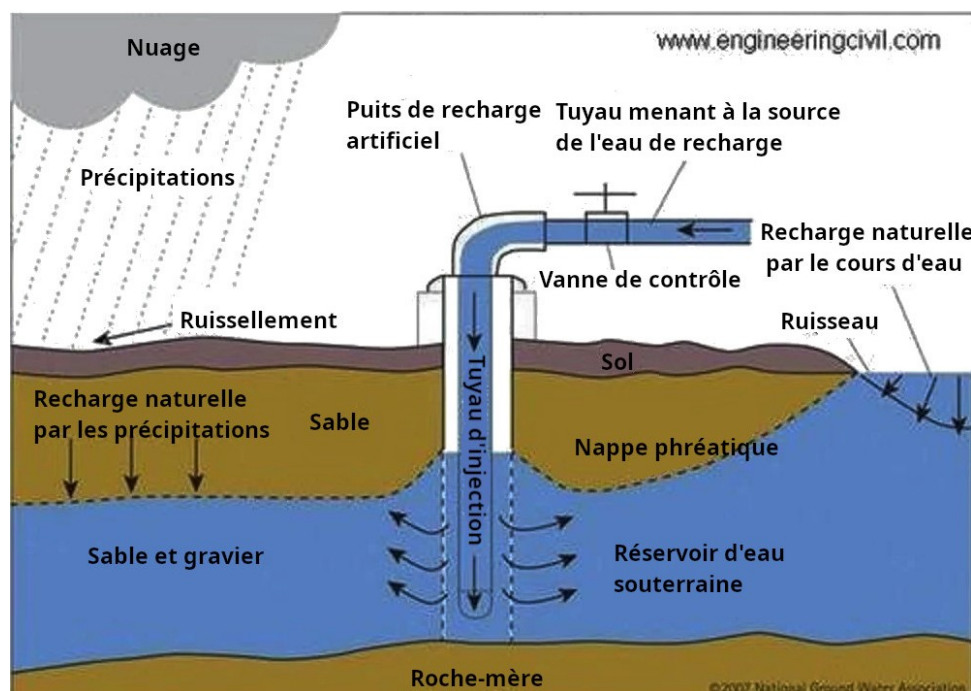


FIGURE 2.1 – Recharge naturelle vs recharge artificielle des eaux souterraines par un puits d'injection.

### Nappes captives

Une nappe captive est confinée par une formation imperméable empêchant son contact direct avec la surface.

- L'eau y est sous pression, souvent supérieure à la pression atmosphérique.
- Lorsqu'un forage traverse la couche imperméable, l'eau remonte naturellement (**nappe artésienne**).
- Un pompage excessif peut réduire la pression et supprimer le jaillissement naturel.

### 2.2.2 Nappes en milieux fissurés

#### Nappe en pays karstique

Dans les terrains calcaires, l'eau circule dans les cavités karstiques :

- L'écoulement y est rapide.
- Les sources peuvent être **abondantes et temporaires** (résurgences).

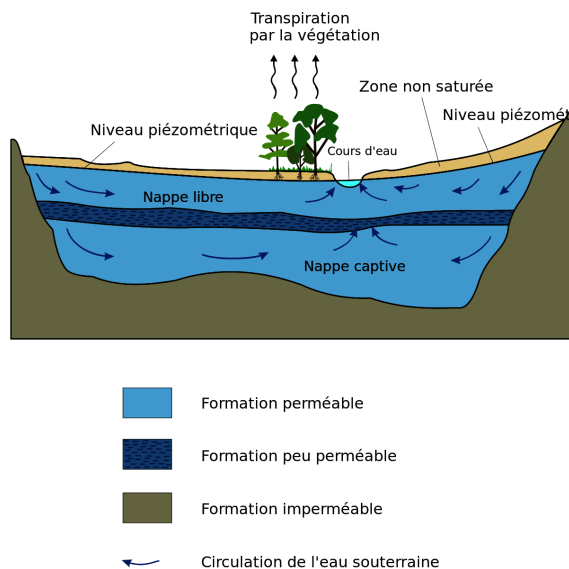


FIGURE 2.2 – Schéma des nappes souterraines : nappe libre et nappe captive.

### Nappes en milieux fracturés

Présentes dans les roches dures (granites, basaltes, schistes), ces nappes :

- S'infiltrent et circulent principalement dans les fractures et fissures.
- Sont hétérogènes et discontinues, rendant leur exploitation complexe.
- Présentent des débits très variables selon la densité et l'ouverture des fractures.
- Peuvent être une ressource importante en eau potable, bien que leur renouvellement soit limité.

## 2.3 Qualité des eaux souterraines et problématiques de contamination

Les développements récents en hydrogéologie accordent une importance croissante à l'étude de la chimie des eaux souterraines et aux processus de contamination. Cette discipline repose sur l'analyse des interactions complexes entre l'eau, les roches et les activités anthropiques.

### Composition chimique naturelle

La chimie des eaux souterraines résulte principalement de :

- La dissolution des minéraux constituant les aquifères (carbonates, sulfates, silicates)
- Les échanges gazeux avec l'atmosphère et la zone non saturée
- Les processus redox influencés par la matière organique

On observe une relation étroite entre les constituants chimiques dissous et la lithologie :

- Eaux bicarbonatées calciques dans les aquifères calcaires
- Eaux sulfatées dans les formations gypseuses
- Eaux chlorurées sodiques dans les bassins sédimentaires profonds

### Indicateurs de qualité

Les paramètres clés pour évaluer la qualité chimique comprennent :

- pH, conductivité et potentiel d'oxydo-réduction (Eh)
- Composition ionique majeure ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Cl}^-$ )
- Éléments traces (As, F, Fe, Mn)
- Polluants émergents (pesticides, médicaments, PFAS)

### Processus de contamination

Les mécanismes de contamination impliquent :

- Transport advectif avec l'écoulement des eaux
- Diffusion moléculaire dans la matrice rocheuse
- Processus réactifs (adsorption, précipitation, dégradation)
- Interactions eau-roche-gaz (dissolution des carbonates)

### Approches modernes

Les développements récents incluent :

- Modélisation couplée des processus physiques et géochimiques
- Utilisation des isotopes environnementaux ( $\delta^{18}\text{O}$ ,  $\delta^2\text{H}$ ,  $^{13}\text{C}$ )
- Traçage des écoulements en milieux fracturés (karst, basaltes)
- Surveillance en temps réel par capteurs multiparamètres

Les défis actuels concernent particulièrement :

- La contamination diffuse d'origine agricole (nitrates, pesticides)
- Les pollutions ponctuelles (hydrocarbures, solvants chlorés)
- L'intrusion saline dans les aquifères côtiers
- L'impact du changement climatique sur la qualité chimique

# Chapitre 3

## Paramètres hydrogéologiques

### 3.1 Porosité et indice des vides

La porosité totale  $\omega$  est définie par :

$$\omega = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume total de la roche}}$$

L'indice des vides  $e$  est défini par :

$$e = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume du solide plein}}$$

Les relations entre  $\omega$  et  $e$  sont :

$$\omega = \frac{e}{e + 1}$$
$$e = \frac{\omega}{1 - \omega}$$

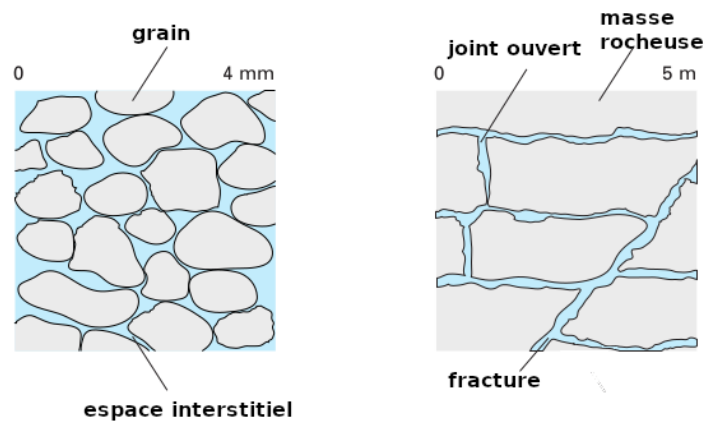


FIGURE 3.1 – Espace ouvert en roche non consolidée (à gauche) et en roche consolidée (à droite)

Dans la zone saturée sous la nappe phréatique, les vides poreux sont intégralement remplis d'eau. La porosité totale  $n$  peut être calculée par la relation :

$$n = 1 - \frac{\rho_b}{\rho_p}$$

où :

- $n$  = porosité (sans dimension)
- $\rho_b$  = densité apparente à sec ( $\text{g cm}^{-3}$ )
- $\rho_p$  = densité des particules ( $\text{g cm}^{-3}$ )

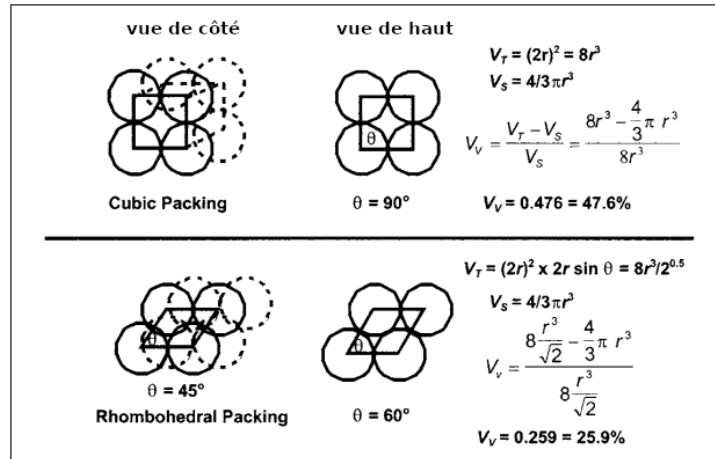


FIGURE 3.2 – Schéma de packing cubique et rhomboédrique et détermination de la porosité ( $V_T$  = Total,  $V_S$  = Volume solide,  $V_V$  = Vide)

L'équation  $n = 1 - \frac{\rho_b}{\rho_p}$  est résolue à partir d'échantillons carottés prélevés sur le terrain. La procédure comprend :

1. Mesure du volume  $V$  du matériau saturé
2. Pesée initiale (masse humide  $m_h$ )
3. Séchage à  $105^\circ\text{C}$  jusqu'à masse constante
4. Pesée finale (masse sèche  $m_s$ )

La densité apparente à sec est donnée par :

$$\rho_b = \frac{m_s}{V} \quad (3.1)$$

Pour les aquifères, la densité particulaire  $\rho_p$  est souvent assimilée à celle du quartz ( $2.65 \text{ g cm}^{-3}$ ). La densité de l'eau  $\rho_w$  varie avec la température (environ  $1 \text{ g cm}^{-3}$ ).

### Exemple

Considérons un échantillon sableux avec les caractéristiques suivantes :

- Volume :  $V = 80 \text{ cm}^3$
- Masse humide :  $m_h = 166 \text{ g}$
- Masse saturée :  $m_{sat} = 172 \text{ g}$
- Masse sèche :  $m_s = 148 \text{ g}$
- Température de l'eau :  $12^\circ\text{C}$  ( $\rho_w = 0.99950 \text{ g cm}^{-3}$ )

### Solution

$$\rho_b = \frac{148}{80} = 1.85 \text{ g cm}^{-3}$$

$$n = 100 \left( 1 - \frac{1.85}{2.65} \right) = 30.2\%$$

$$\text{Masse d'eau} = 172 - 148 = 24 \text{ g}$$

$$\text{Volume d'eau} = \frac{24}{0.99950} = 24.01 \text{ cm}^3$$

$$n = \frac{24.01}{80} \times 100 = 30.01\%$$

La légère divergence entre les deux méthodes (30.2% vs 30.01%) peut s'expliquer par :

- L'hypothèse sur  $\rho_p$  dans le premier calcul
- D'éventuelles imprécisions de mesure volumétrique

TABLE 3.1 – Relation entre le type de roche, la porosité et le coefficient de perméabilité, déterminée par des tests en laboratoire sur des échantillons collectés. (J.C. Nonner [4])

Échantillon	Origine	Type de roche	Porosité	Perméabilité	Unité
1	Marin	Argile	0,48	$1,4 \times 10^{-5}$	$\text{m d}^{-1}$
2	Loess	Limon	0,49	0,19	$\text{m d}^{-1}$
3	Loess	Limon	0,51	0,28	$\text{m d}^{-1}$
4	Alluvion	Sable fin	0,45	11,4	$\text{m d}^{-1}$
5	Alluvion	Sable fin	0,52	4,7	$\text{m d}^{-1}$
6	Marin	Sable moyen	0,42	33	$\text{m d}^{-1}$
7	Alluvion	Sable grossier	0,33	164	$\text{m d}^{-1}$
8	Alluvial	Gravier	0,25	975	$\text{m d}^{-1}$

— Les variations de température lors des manipulations

Les données présentées dans le Tableau 3.1 confirment les relations décrites dans la littérature entre la taille des grains, la porosité et la perméabilité. On observe une augmentation nette de la perméabilité avec la granulométrie : les échantillons composés d'argile et de limon présentent des perméabilités faibles à très faibles (inférieures à 0,3 m/jour), tandis que les sables et graviers atteignent respectivement des valeurs de 33 m/jour à 975 m/jour. Les sables varient généralement entre 1 et 200 m/jour, et les graviers entre 200 et plus de 1000 m/jour. Bien que la porosité varie moins que la perméabilité (entre 0,25 et 0,52), on constate qu'elle diminue pour en fonction du diamètre du grain pour les sédiments non consolidés. La forte perméabilité des sédiments à gros grains en fait des milieux privilégiés pour l'implantation de puits, en particulier lorsque la recharge est suffisante.

### 3.2 Perméabilité – Transmissivité – Diffusivité – Emmagasinement

#### La perméabilité

La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau, sous l'effet d'un gradient hydraulique. Elle exprime la résistance du milieu à l'écoulement de l'eau qui le traverse. Elle est mesurée par deux paramètres : le coefficient de perméabilité  $K$ , défini par la loi de Darcy (20°C), ou par la perméabilité intrinsèque  $k$ .

Le coefficient de perméabilité  $K$  est donné par :

$$K = Nd_{10}^2 \frac{\gamma}{\mu}$$

où :

- $N$  : facteur de forme sans dimension
- $d_{10}$  : diamètre efficace (cm)
- $\mu$  : la viscosité dynamique
- $\gamma = \rho g$  : le poids volumique
- $Nd_{10}^2$  : est un facteur caractérisant le réservoir appelé perméabilité intrinsèque.

Certains auteurs ont proposé une valeur moyenne de 100 pour  $N$ . D'où :

$$K(\text{cm}^2) = 100d_{10}^2$$

Cette formule, même appliquée pour  $U = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$  ( $U$  = coefficient d'uniformité) et  $0.01\text{mm} < d_{10} < 0.3\text{mm}$ , donne des résultats peu précis et dispersés. Elle ne peut être utilisée qu'à titre indicatif.

La limite inférieure des réservoirs perméables a été fixée, conventionnellement, à  $10^{-9}\text{m/s}$ .

---

1. Avec une très faible teneur en limon  
2. Avec une teneur en limon variable

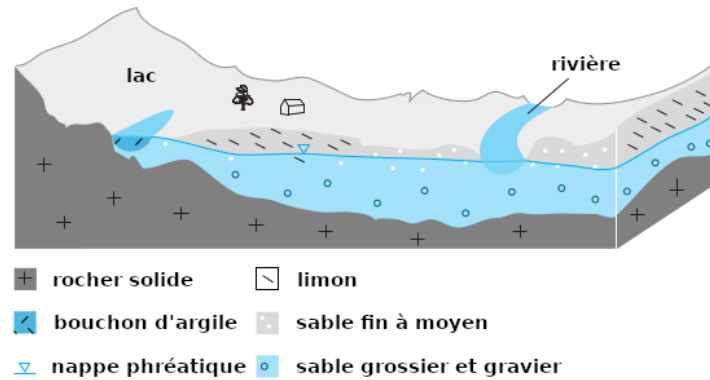


FIGURE 3.3 – Sédiments non consolidés au-dessus d'un substrat rocheux imperméable dans une vallée fluviale érodée

### La transmissivité

La transmissivité est égale au produit du coefficient de perméabilité,  $K$ , par l'épaisseur de l'aquifère,  $b$  :

$$T(\text{m}^2/\text{s}) = K(\text{m/s}) \cdot b(\text{m})$$

L'expression de la loi de Darcy devient :

$$Q = K \cdot A \cdot i = K \cdot b \cdot L \cdot i = T \cdot L \cdot i$$

Elle évalue la productivité de l'aquifère. On la mesure, sur le terrain, par les pompages d'essai.

La diffusivité,  $D = \frac{T}{S}$ , régit la propagation d'influence dans l'aquifère, où  $S$  est le coefficient d'emmagasinement (sans unité).

### Emmagasinement

Le coefficient d'emmagasinement  $S$  d'un aquifère représente le volume d'eau  $V_w$  ( $\text{m}^3$ ) que peut libérer l'aquifère par unité de surface  $A$  ( $\text{m}^2$ ) de l'aquifère suite à un abaissement unitaire de la charge hydraulique  $\Delta h$  :

$$S = -\frac{dV}{dh}$$

Dans l'aquifère à nappe libre, par l'action de la force de gravité :

$$dV = -n_e dh \quad \Rightarrow \quad S = n_e$$

Dans l'aquifère à nappe captive, par expulsion de l'eau (voir les détails section 7.3) :

$$\frac{dv_1}{n_e e} = -\beta du = -\beta \gamma_w dh \quad \text{et} \quad \frac{dv_2}{e} = -m_v du = -m_v \gamma_w dh$$

$$dv = dv_1 + dv_2 = -e \gamma_w (n_e \beta + m_v) dh$$

TABLE 3.2 – Coefficients de perméabilité des types de roches courants

Type de roche	Coefficient de perméabilité (m d <sup>-1</sup> )
<b>Roche non consolidée</b>	
Gravier	200–plus de 1000
Sable grossier <sup>1</sup>	50–200
Sable moyen à grossier <sup>1</sup>	20–70
Sable fin à moyen <sup>1</sup>	5–30
Sable fin <sup>2</sup>	0.1–10
Limon	0.001–0.1
Argile sableuse	0.001–1
Argile « libre »	$1 \times 10^{-7}$ – $1 \times 10^{-3}$
Argile compacte	$1 \times 10^{-10}$ – $1 \times 10^{-5}$
<b>Roche consolidée</b>	
Basalte vésiculaire	$1 \times 10^{-3}$ – $1 \times 10^3$
Calcaire karstique	$1 \times 10^{-1}$ – $1 \times 10^3$
Grès fracturé	$1 \times 10^{-3}$ –1
Calcaire non karstique	$1 \times 10^{-6}$ – $1 \times 10^{-1}$
Schiste argileux	$1 \times 10^{-8}$ – $1 \times 10^{-4}$
Roche intrusive/métamorphique fracturée	$1 \times 10^{-3}$ –10
Roches intrusives/métamorphiques non fracturées	$1 \times 10^{-9}$ – $1 \times 10^{-5}$

Le coefficient d'emmagasinement ou de stockage : représente le volume d'eau extrait d'une unité de surface d'un aquifère pour une baisse unitaire de la charge hydraulique. C'est une quantité sans dimension. La valeur de la storativité varie de 0,005 à 0,00005 pour un aquifère confiné.

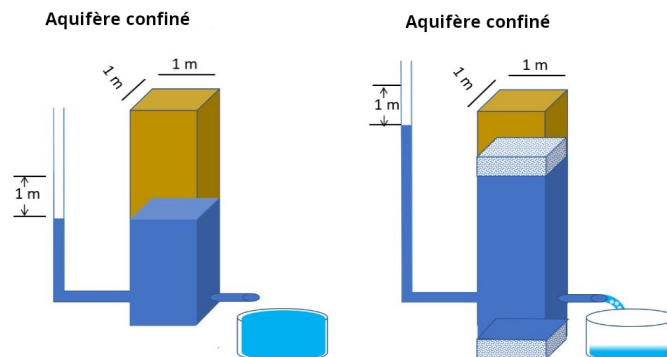


FIGURE 3.4 – Le coefficient d'emmagasinement ou de stockage.

## Chapitre 4

# Hydrodynamique en milieu poreux

L'hydrodynamique dans les milieux poreux est l'étude de l'écoulement des fluides à travers des matériaux poreux tels que les sols, les roches et les aquifères. Ce domaine est fondamental pour comprendre le mouvement des eaux souterraines, le transport des contaminants et la conception de systèmes d'ingénierie tels que les puits et les systèmes de drainage.

### 4.1 La loi de Darcy

L'eau contenue dans les vides interconnectés des sols et des roches est capable de se déplacer. L'aptitude d'un matériau à stocker et transmettre l'eau définit ses propriétés hydrauliques. L'une des lois fondamentales régissant l'écoulement de l'eau dans les milieux poreux saturés a été formulée empiriquement par Henry Darcy en 1856.

En utilisant un dispositif expérimental, Darcy a étudié l'écoulement de l'eau à travers un matériau poreux contenu dans une colonne et a constaté que le débit total  $Q$  est **proportionnel** :

- à la **différence de niveau d'eau**,  $\Delta H = h_1 - h_2$ , mesurée dans les tubes manométriques situés aux extrémités de la colonne ;
- à la **surface de section transversale** du flux,  $A$  ;
- et inversement proportionnel à la longueur de l'échantillon,  $L$ .

En intégrant une constante de proportionnalité,  $K$ , Darcy a obtenu la relation suivante :

$$Q = KA \frac{\Delta H}{L}$$

où :

- $Q$  : le débit volumique ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $K$  : Conductivité hydraulique du milieu poreux ( $\text{m/s}$ )
- $A$  : la surface de la section étudiée ( $\text{m}^2$ )
- $\frac{\Delta H}{L}$  : le gradient hydraulique, où  $\Delta H$  est la différence des hauteurs piézométriques en amont et en aval de l'échantillon,  $L$  est la longueur de l'échantillon.

### Conductivité hydraulique/charge hydraulique

La conductivité hydraulique ( $K$ ) (coefficient de perméabilité) mesure la capacité d'un milieu poreux à transmettre l'eau. Elle dépend des propriétés du matériau poreux et du fluide. Pour l'eau,  $K$  est exprimé en unités de  $\text{m/s}$ . Les valeurs typiques de conductivité hydraulique sont :

- Gravier :  $10^{-2}$  à  $10^{-1} \text{ m/s}$
- Sable :  $10^{-5}$  à  $10^{-3} \text{ m/s}$
- Argile :  $10^{-9}$  à  $10^{-7} \text{ m/s}$

La charge totale  $H$  est définie par :

$$H = z + \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} \approx z + \frac{P}{\rho g} = \text{charge piézométrique}$$

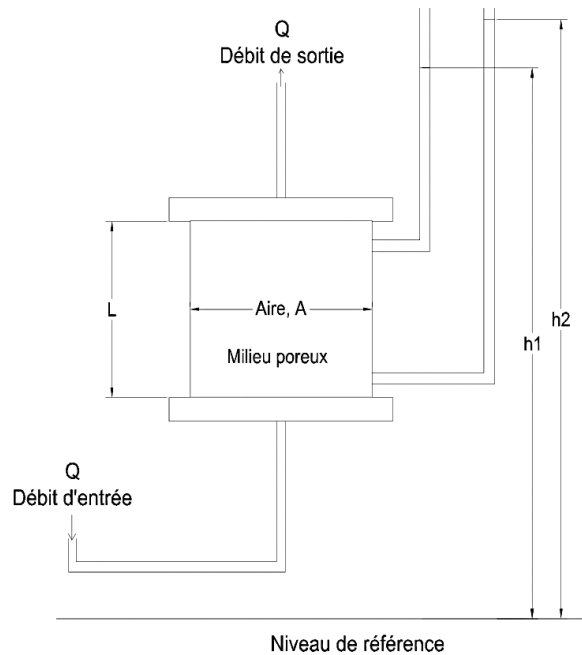


FIGURE 4.1 – Perméamètre pour mesurer la conductivité hydraulique d'un matériau poreux saturé selon la loi de Darcy.

#### 4.1.1 Vitesse de filtration et vitesse effective

La vitesse effective  $V_e$  est donnée par :

$$V_e = \frac{K \cdot \frac{dh}{dl}}{n_e}$$

où :

- $K$  : conductivité hydraulique
- $n_e$  : porosité efficace
- $\frac{dh}{dl}$  : gradient hydraulique

Le temps de déplacement est donné par :

$$\text{temps de déplacement} = \frac{\text{distance parcourue}}{V_e}$$

### Application

La vitesse d'infiltration ( $V_s$ ) ou la vitesse linéaire moyenne peut être utilisée pour estimer le temps de déplacement de l'eau souterraine transportant un contaminant dissous non réactif le long d'un gradient hydraulique. La relation générale est la suivante :

$$\text{temps de déplacement} = \frac{\text{distance parcourue}}{V_e}$$

#### Exemple 1

Un homme a déversé un contaminant hautement soluble et mortel, le "méthyl death", dans un puits domestique. Il a été envoyé en prison après avoir été reconnu coupable. Un deuxième puits domestique se trouve à 61 mètres en aval. Nous allons supposer que cela prend un jour pour que le "méthyl death" commence un chemin d'écoulement direct vers le puits du maire. Si le gradient hydraulique est de 8,6 m/km, la porosité effective est estimée à 0,22 et la conductivité hydraulique est d'environ 6,1 m/jour, combien de temps faudra-t-il au "méthyl death" pour atteindre le deuxième puits ?

$$V_e = \frac{K \times \frac{dh}{dl}}{n_e} = \frac{6,1 \text{ m/jour} \times 8,6 \text{ m/km}}{0,22} = 0,24 \text{ m/jour}$$

$$\text{temps de déplacement} = \frac{61 \text{ m}}{0,24 \text{ m/jour}} = 254,2 \text{ jours}$$

### Exemple 2 : Estimation du débit d'une rivière alimentée par un aquifère alluvial

Un aquifère alluvial reçoit une alimentation en eau provenant du ruissellement des eaux de fonte de montagnes imperméables situées à proximité. L'eau souterraine s'écoule vers une rivière qui traverse la vallée. On cherche à estimer le débit de la rivière à la sortie de la vallée, en supposant que son alimentation provient exclusivement des eaux souterraines, sous des conditions d'écoulement permanent et uniforme.

Les données disponibles sont :

- Conductivité hydraulique de l'aquifère :  $K = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
- Surface de la section traversée :  $A = 20 \text{ m}^2$
- Distance entre deux points de mesure :  $L = 5000 \text{ m}$
- Différence de charge hydraulique entre ces deux points :  $h_1 - h_2 = 4 \times 10^{-4} \text{ m/m}$

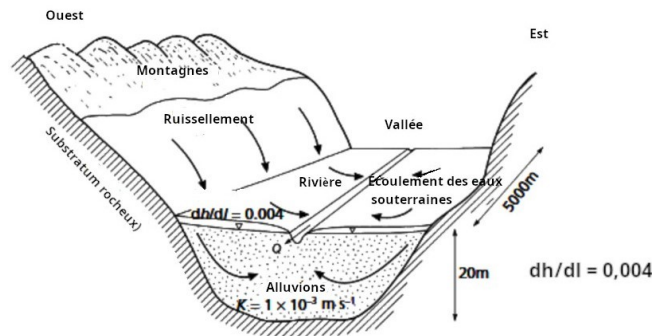


FIGURE 4.2 – Aquifère alluvial limité par un substratum rocheux imperméable.

On applique la loi de Darcy :

$$Q = KA \frac{dh}{dl} \Rightarrow Q = (1 \times 10^{-3}) \times (20) \times (5000) \times (4 \times 10^{-4}) \Rightarrow Q = 0,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Étant donné que la plaine alluviale est symétrique par rapport à la rivière, il faut prendre en compte les deux moitiés de l'aquifère contribuant au débit de la rivière. Le débit total est donc :

$$Q_{\text{total}} = 2 \times 0,4 = 0,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

La rivière reçoit ainsi un apport d'eau souterraine de  $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Exemple 3 : Temps de migration d'un contaminant dans un aquifère

Un site de stockage de déchets municipaux est installé dans une ancienne carrière de sable et de gravier. Les déchets sont en contact direct avec la nappe phréatique, entraînant une contamination de l'aquifère. On cherche à estimer le temps nécessaire pour que les solutés dissous atteignent une source située en aval du site.

Les données disponibles sont :

- Conductivité hydraulique de l'aquifère :  $K = 5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$
- Gradient hydraulique :  $dh/dl = 5 \times 10^{-3} \text{ m/m}$
- Porosité efficace du milieu :  $n_e = 0,25$
- Distance entre le site de stockage et la source :  $d = 200 \text{ m}$

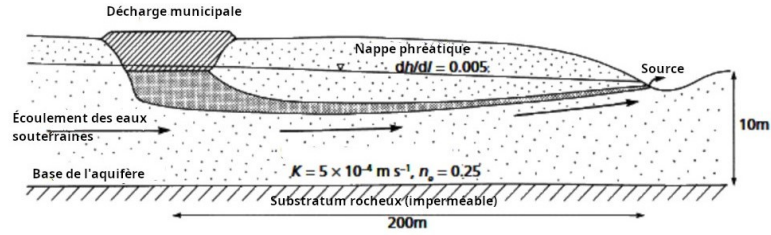


FIGURE 4.3 – Site de décharge municipale contaminant un aquifère de sable et de gravier.

La vitesse d'écoulement des eaux souterraines est donnée par :

$$v = \frac{q}{n_e} = \frac{K \frac{dh}{dl}}{n_e} \Rightarrow v = \frac{(5 \times 10^{-4}) \times (5 \times 10^{-3})}{0.25} \Rightarrow v = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Le temps nécessaire pour parcourir la distance de 200 mètres est :

$$t = \frac{200}{1 \times 10^{-5}} \Rightarrow t = 2 \times 10^7 \text{ s} \approx 230 \text{ jours}$$

Ainsi, les contaminants mettront environ 230 jours pour atteindre la source située en aval.

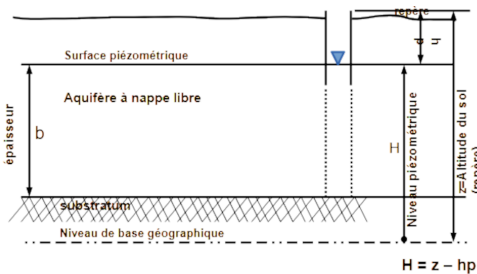
#### 4.1.2 Mesure du niveau piézométrique

Le niveau piézométrique se calcule par :

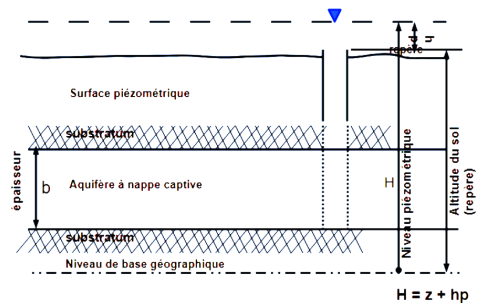
$$H = z - h_p$$

où :

- $z$  : altitude
- $h_p$  : hauteur piézométrique



(a) Schéma d'un aquifère à nappe libre.



(b) Schéma d'un aquifère à nappe captive.

FIGURE 4.4 – Comparaison entre une nappe libre et une nappe captive dans la mesure du niveau piézométrique.

#### 4.1.3 Débit d'une nappe

Le débit d'une nappe,  $Q$ , est le volume d'eau en  $\text{m}^3$  traversant par unité de temps (s) une section transversale en  $\text{m}^2$  d'aquifère, sous l'effet d'un gradient hydraulique déterminé. La section perpendiculaire à la direction d'écoulement passe par une ligne équipotentielle, appelée courbe hydroisohypse.

##### Méthode de la section totale en utilisant la carte piézométrique

Le débit  $Q$  est donné par :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = K \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot L \cdot \frac{\Delta H}{\Delta x}$$

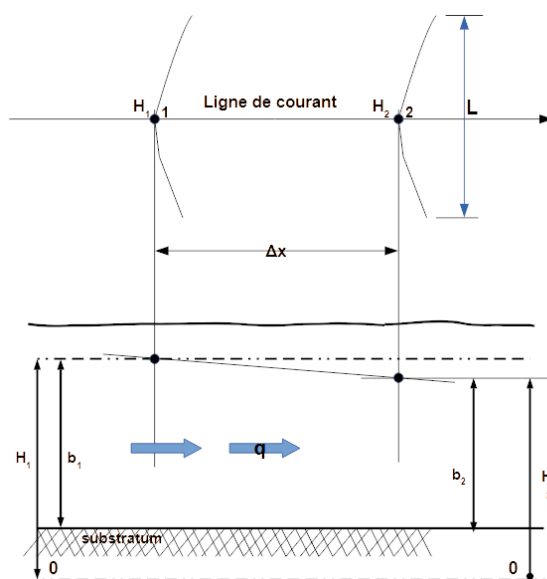


FIGURE 4.5 – Méthode de la section totale.

### Méthode des sections élémentaires

Le débit traversant une section élémentaire est donné par :

$$Q_{mi} = K_{mi} \cdot b_{mi} \cdot L \cdot i$$

où :

- $K_{mi}$  est la conductivité hydraulique moyenne de la section (m/s),
- $b_{mi}$  est l'épaisseur moyenne de l'aquifère dans la section (m),
- $L$  est la largeur de la section élémentaire (m),
- $i$  est le gradient hydraulique.

Par exemple, le débit traversant la section 6 est donné par la formule :

$$Q_{m6} = \frac{K_5 + K_6}{2} \cdot \frac{b_5 + b_6}{2} \cdot L \cdot i$$

La figure (4.6) illustrent les différentes sections de l'aquifère et les sondages effectués pour l'analyse de la conductivité hydraulique.

## 4.2 Exercices

### Calcul de débit

On considère un écoulement souterrain dans un aquifère homogène. Le débit  $Q$  peut être calculé en utilisant la loi de Darcy :

$$Q = K \cdot b \cdot \frac{\Delta H}{\Delta x}$$

avec :

- $K$  : Conductivité hydraulique (m/s),
- $b$  : Épaisseur de l'aquifère (m),
- $\Delta H = H_1 - H_2$  : Différence de charge hydraulique (m),
- $\Delta x$  : Distance entre les points de mesure (m).

Les données sont :

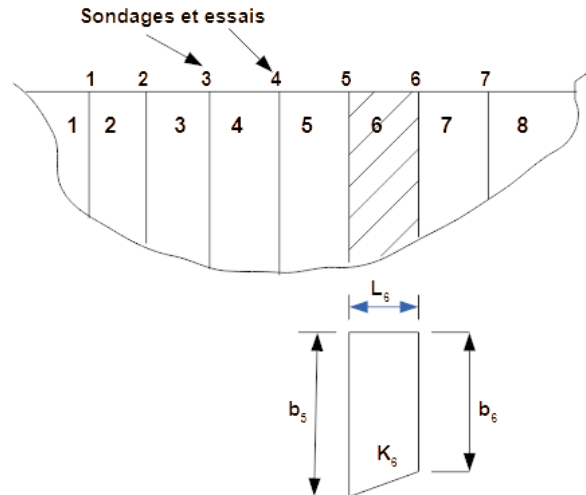


FIGURE 4.6 – Schéma des sections élémentaires et des sondages.

— Conductivités hydrauliques :

$$K_1 = 10^{-3} \text{ m/s}, K_2 = 10^{-3} \text{ m/s}, K_3 = 10^{-4} \text{ m/s}, K_4 = 10^{-4} \text{ m/s}, K_5 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}, K_6 = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}, K_7 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

— Épaisseurs des couches :

$$b_1 = 4.5 \text{ m}, b_2 = 4.8 \text{ m}, b_3 = 5 \text{ m}, b_4 = 6 \text{ m}, b_5 = 6.5 \text{ m}, b_6 = 6 \text{ m}, b_7 = 4.5 \text{ m}$$

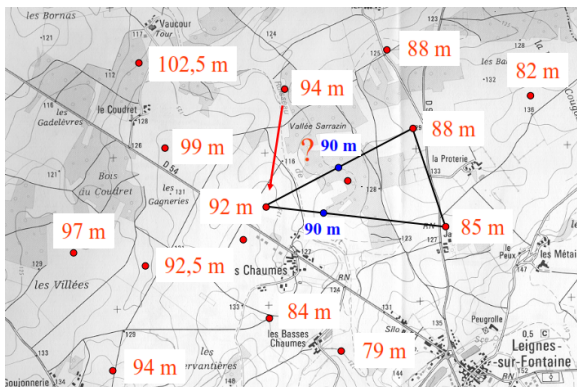
— Autres paramètres :

$$L = 4000 \text{ m}, H_1 = 101 \text{ m}, H_2 = 98 \text{ m}, \Delta x = 1000 \text{ m}$$

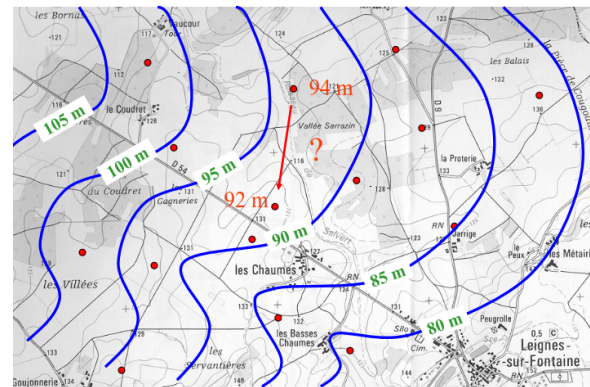
Calculer le débit  $Q$  en utilisant les données ci-dessus.

## Réalisation d'une carte piézométrique

À partir des données piézométriques de la première carte (4.7a), tracer la carte piézométrique en reliant les points d'égale charge hydraulique (isopièzes). Cette carte permet de visualiser la direction d'écoulement de l'eau souterraine et d'estimer les gradients hydrauliques.



(a) Carte des niveaux piézométriques mesurés.



(b) Carte piézométrique tracée avec les isopièzes.

FIGURE 4.7 – Carte piézométrique .

## 4.3 Quelques applications de la loi de Darcy

### 4.3.1 Galerie filtrante sur fond horizontal

L'écoulement dans une galerie filtrante sur fond horizontal est décrit par :

$$V = \frac{Q}{1 \cdot y} = K \frac{dy}{dx} \Rightarrow Q dx = K y dy$$

En intégrant sur la longueur  $L$  :

$$QL = \frac{1}{2} K (H^2 - h^2)$$

Ainsi, le débit  $Q$  s'exprime sous la forme :

$$Q = \frac{K(H^2 - h^2)}{2L}$$

Ce qui peut aussi s'écrire sous la forme différentielle :

$$Q = K \frac{dy}{dx} = \frac{K(H^2 - h^2)}{2L}$$

Finalement, en réarrangeant :

$$y^2 - h^2 = \frac{x}{L} (H^2 - h^2)$$

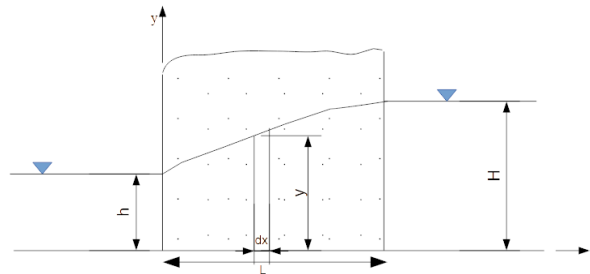


FIGURE 4.8 – Galerie filtrante sur fond horizontal .

### 4.3.2 Puits artésien

On peut exprimer la vitesse d'écoulement sous la forme :

$$V = \frac{Q}{2\pi E x} = K \frac{dy}{dx} \Rightarrow \frac{Q}{2\pi E} \log \frac{x}{r} = K(y - h)$$

En exprimant  $Q$  :

$$Q = 2\pi K E \frac{H - h}{\log \frac{R}{r}}$$

### 4.3.3 Puits filtrant à nappe libre

L'équation de l'écoulement pour un puits filtrant à nappe libre est donnée par :

$$V = \frac{Q}{2\pi x y} = K \frac{dy}{dx} \Rightarrow \frac{Q}{2\pi K} \log \frac{x}{r} = \frac{y^2 - h^2}{2}$$

En exprimant le débit  $Q$  :

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{\log \frac{R}{r}}$$

En utilisant la base logarithmique 10 :

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{2.30 \log_{10} \frac{R}{r}}$$

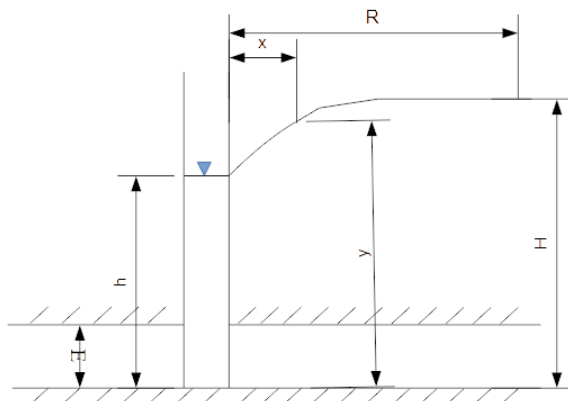


FIGURE 4.9 – Puits artésien.

## 4.4 Application à la lecture des cartes de transmissivité et de perméabilité

L'interprétation des essais de pompage et des données hydrogéologiques permet de construire, entre autre, des cartes de transmissivité et de perméabilité. Ces cartes sont essentielles pour la gestion des ressources en eau souterraine, la planification des forages et la modélisation des aquifères.

### Cartes de transmissivité

La transmissivité ( $T$ ) est une mesure de la capacité d'un aquifère à transmettre l'eau. Elle est calculée à partir des essais de pompage et exprimée en  $\text{m}^2/\text{s}$ . Les cartes de transmissivité sont construites en interpolant les valeurs de  $T$  obtenues à différents points de mesure. Ces cartes permettent :

- D'identifier les zones à forte productivité pour l'exploitation des eaux souterraines.
- De localiser les zones à faible transmissivité, nécessitant des précautions particulières pour les forages.
- De guider la modélisation des écoulements souterrains.

### Cartes de perméabilité

La perméabilité ( $k$ ) est une propriété intrinsèque du matériau géologique, exprimée en  $\text{m}/\text{s}$ . Elle est liée à la transmissivité par la relation :

$$T = k \cdot b$$

où  $b$  est l'épaisseur de l'aquifère. Les cartes de perméabilité sont dérivées des cartes de transmissivité et des données géologiques. Elles sont utilisées pour :

- Évaluer la capacité de filtration des sols.
- Identifier les zones propices à l'infiltration et à la recharge des aquifères.
- Prévoir les impacts des activités humaines (drainage, pollution) sur les eaux souterraines.

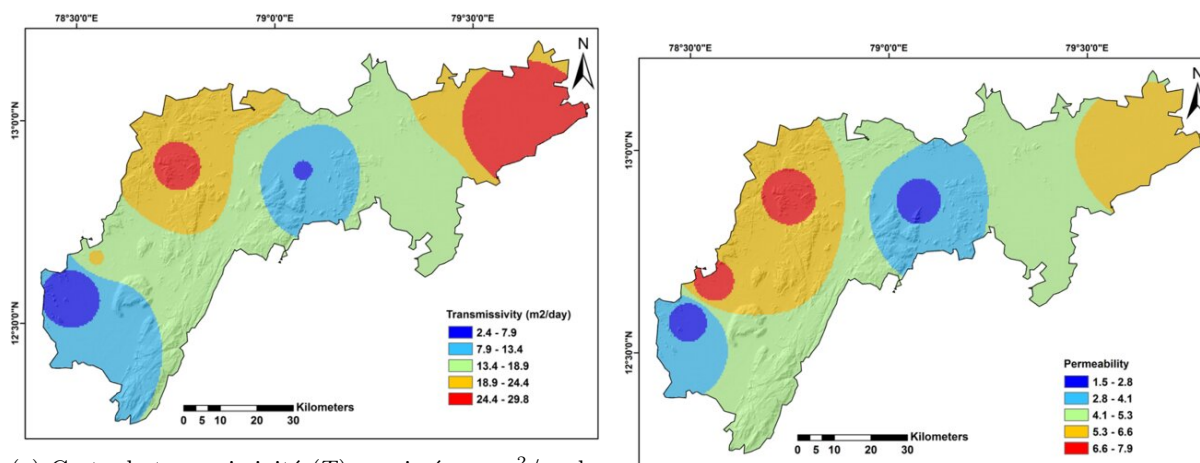
### Exemple d'application

Considérons une région où les essais de pompage ont permis de calculer les valeurs suivantes :

- Transmissivité moyenne :  $T = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  (aquifère captif).
- Transmissivité moyenne :  $T = 8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  (aquifère libre).
- Épaisseur de l'aquifère :  $b = 60 \text{ m}$  (captif) et  $b = 4 \text{ m}$  (libre).

La perméabilité est calculée comme suit :

$$k_{\text{captif}} = \frac{T}{b} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{60} = 2,8 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$



(a) Carte de transmissivité ( $T$ ) exprimée en  $\text{m}^2/\text{s}$ , obtenue à partir des essais de pompage et interpolée pour identifier les zones à forte et faible productivité en eau souterraine.

(b) Carte de perméabilité ( $k$ ) exprimée en  $\text{m}/\text{s}$ . Elle permet d'évaluer la filtration des sols et la recharge des aquifères.

FIGURE 4.10 – Cartes hydrogéologiques de : transmissivité et perméabilité. Figures adaptées/reproduites de Kanagaraj et al. (2019), © Springer Nature. DOI: 10.1007/s12145-018-0363-5.

$$k_{\text{libre}} = \frac{T}{b} = \frac{8 \times 10^{-2}}{4} = 2 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

Ces valeurs sont ensuite reportées sur les cartes de perméabilité pour une visualisation spatiale.

### Utilisation des cartes

Les cartes de transmissivité et de perméabilité sont des outils indispensables pour :

- La planification des forages d'eau potable ou d'irrigation.
- L'évaluation des risques de pollution des eaux souterraines.
- La gestion durable des ressources en eau.

Ces cartes sont souvent intégrées dans des systèmes d'information géographique (SIG) pour une analyse spatiale plus approfondie.

## 4.5 Généralisation de la loi de Darcy ; équation de continuité ; équation générale de l'hydrodynamique en milieu poreux

Dans cette section on se concentre sur les principes de l'hydrodynamique dans les milieux poreux, y compris la loi de Darcy, l'équation de continuité et l'équation générale de l'écoulement souterrain, d'une manière plus générale, et en utilisant une approche de Darcy plus généraliste.

### 4.5.1 Loi de Darcy généralisée

En hydrogéologie, la loi de Darcy est l'équation fondamentale décrivant l'écoulement des eaux souterraines dans les milieux poreux. Elle stipule que le débit d'écoulement ( $Q$ ) est proportionnel au gradient hydraulique ( $i$ ) et à la surface de section transversale ( $A$ ) du flux, et inversement proportionnel à la longueur du chemin d'écoulement ( $L$ ). Mathématiquement, pour généraliser la loi de Darcy, il est nécessaire de passer à une formulation différentielle, ainsi :

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{dh}{dL}$$

Où :

- $Q$  = débit d'écoulement ( $m^3/s$ )
- $K$  = conductivité hydraulique ( $m/s$ )
- $A$  = surface de section transversale ( $m^2$ )
- $\frac{dh}{dL}$  = gradient hydraulique (sans dimension)

Le signe négatif indique que l'écoulement se produit dans la direction de la diminution de la charge hydraulique.

### 4.5.2 Validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy est valable sous les conditions suivantes :

- L'écoulement est laminaire (faible vitesse).
- L'énergie cinétique est négligeable.
- Le nombre de Reynolds ( $Re$ ) est inférieur à 1, où :

$$Re = \frac{\rho v d_{10}}{\mu}$$

- $\rho$  = densité du fluide ( $kg/m^3$ )
- $v$  = vitesse d'écoulement ( $m/s$ )
- $d_{10}$  = taille effective des grains ( $m$ )
- $\mu$  = viscosité dynamique ( $Pa \cdot s$ )

### 4.5.3 Équation de Continuité

L'équation de continuité exprime la conservation de la masse pour l'écoulement souterrain. Pour un écoulement en régime permanent (pas de variation du stockage), elle s'écrit :

$$\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = 0$$

Où :

- $\rho$  = densité du fluide ( $kg/m^3$ )
- $v_x, v_y, v_z$  = composantes du vecteur vitesse ( $m/s$ )

Pour un fluide incompressible (densité constante), l'équation se simplifie en :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

#### 4.5.4 Équation Générale de l'Écoulement Souterrain

L'équation générale de l'écoulement souterrain combine la loi de Darcy et l'équation de continuité pour décrire un écoulement transitoire dans un milieu poreux homogène et isotrope :

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Où :

- $S_s$  = stockage spécifique ( $m^{-1}$ )
- $h$  = charge hydraulique ( $m$ )
- $t$  = temps ( $s$ )
- $K$  = conductivité hydraulique ( $m/s$ )

Cette équation est connue sous le nom d'équation de diffusion de l'écoulement souterrain.

## Conclusion

Dans cette partie du cours il a été introduit les principes fondamentaux de l'hydrodynamique dans les milieux poreux, y compris la loi de Darcy, l'équation de continuité et l'équation générale de l'écoulement souterrain. Ces principes sont essentiels pour comprendre et modéliser les systèmes d'eau souterraine ainsi que pour concevoir des solutions d'ingénierie telles que les puits et les systèmes de drainage.

## Chapitre 5

# Écoulements des eaux souterraines vers les ouvrages de captage

L'étude des interactions entre les aquifères et les ouvrages de captage est essentielle pour optimiser l'extraction des eaux tout en préservant l'équilibre des ressources souterraines.

Dans ce cadre, il est nécessaire de se focaliser sur les essais de puits et les pompages d'essai qui constituent des outils fondamentaux. Ils seront traités dans les sections suivantes.

### 5.1 Essais de puits et pompages d'essai

Les essais de pompage évaluent la capacité d'un aquifère à fournir une quantité d'eau exploitable. Ils permettent de caractériser son comportement face à une exploitation prolongée et d'optimiser la gestion des ressources. En mesurant le rabattement du niveau d'eau à différentes intensités de pompage, on détermine des paramètres hydrodynamiques clés tels que la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement.

#### 5.1.1 L'essai de puits

L'essai de puits détermine le débit optimal qu'un puits peut fournir. Il consiste à pomper par paliers croissants et mesurer le rabattement du niveau d'eau.

- Un débit faible entraîne une baisse rapide du niveau stabilisé.
- Le débit augmente par paliers successifs, permettant de tracer la courbe de variation du rabattement (Figure 5.1).

#### 5.1.2 Le pompage d'essai

Le pompage se poursuit de quelques heures à plusieurs mois pour analyser les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère.

- Le rabattement est mesuré dans le puits et des piézomètres à différentes distances.
- Après l'arrêt, la phase de récupération permet d'observer la remontée du niveau et d'estimer la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement.

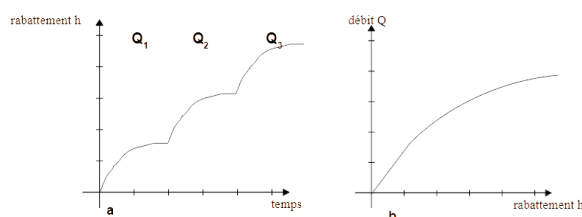


FIGURE 5.1 – Courbe d'essai de pompage.

- Essai par paliers : caractérise un puits (courte durée, 3-4 paliers, débit croissant).
- Essai longue durée : caractérise un aquifère (débit constant sur plusieurs jours).

L'interprétation repose sur des modèles mathématiques adaptés au contexte hydrogéologique.  
L'équation différentielle régissant l'évolution du rabattement dans un milieu aquifère est :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{K_z}{K_r} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K_r} \frac{\partial h}{\partial t}$$

### 5.1.3 Formules de Theis

#### Coefficient d'emménagement

L'écoulement en régime transitoire dépend non seulement de la perméabilité du sol mais aussi de la quantité d'eau qu'il peut libérer, il est a été nécessaire d'introduire le coefficient d'emménagement, coefficient sans dimension, caractérisant l'aptitude du sol a libérer de l'eau. Un prisme de sol, de section unité et de hauteur égale a l'épaisseur  $e$  de la nappe, libère un volume d'eau  $dv$  lorsque la surface piezométrique s'abaisse de la quantité  $dh$ . Le coefficient d'emménagement  $S$  est défini par la relation :

$$S = -\frac{dv}{dh}$$

dans le cas d'une nappe libre :

$$dv = -n_e dh$$

d'où  $S = n_e$ ,  $n_e$  étant la porosité efficace du sol, c'est à dire le volume d'eau libre rapporté au volume du sol. Dans le cas d'une nappe captive, le volume d'eau libéré  $dv$  est la somme du volume  $dv_1$  résultant de la décompression de l'eau et du volume  $dv_2$  correspondant a la diminution du volume des vides du sol :

$$\frac{dv_1}{n_e e} = -\beta du = -\beta \gamma_w dh$$

$$\frac{dv_2}{e} = -m_v du = -m_v \gamma_w dh$$

$$dv = dv_1 + dv_2 = -e \gamma_w (n_e \beta + m_v) dh$$

$u$  : pression de l'eau,  $\beta$  : coefficient de compressibilité de l'eau,  $h$  : charge hydraulique,  $m_w$  : coefficient de compressibilité verticale du sol

d'où  $S = e \gamma_w (n_e + m_w)$ .

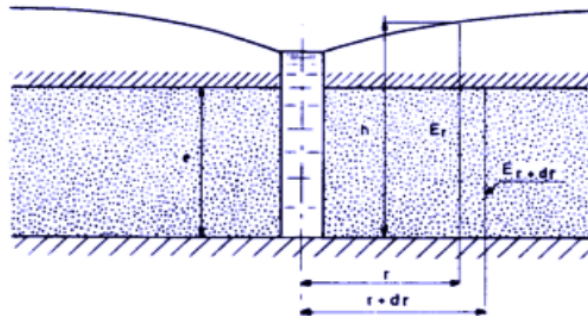


FIGURE 5.2 – Rabattement de la nappe captive pour un régime transitoire .

Dans le cas des sols où  $\beta$  est faible devant  $m_w$ , la compressibilité de l'eau peut être négligée. On notera par ailleurs que, pour une même formation,  $S$  prend des valeurs beaucoup plus fortes en nappe libre qu'en nappe captive. Considérons une couche de sable moyen d'épaisseur 5 mètres caractérisée par une porosité efficace  $n_e = 0,20$  et par un coefficient de compressibilité  $m_w = 0,002 \text{ bar}^{-1}$ . Suivant que la nappe de cette formation est libre ou captive, le coefficient d'emménagement prend la valeur  $S = 0,2$  ou  $S = 0,001$ .

**Formule de Theis**

Le calcul de Theis s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- La loi de Darcy est applicable,
- Le sol est homogène ( $k$  et  $S$  constants),
- Les surfaces équipotentiels peuvent être assimilées à des cylindres droits à génératrices verticales,
- La nappe n'est pas réalimentée,
- Le débit prélevé dans le puits est constant.

Dans ces conditions, la différence entre les volumes d'eau traversant respectivement les équipotentiels  $E_r$  et  $E_{r+dr}$ , pendant le temps  $dt$ , est :

$$-\frac{\partial}{\partial r}(2\pi r e k \frac{\partial h}{\partial r}) dr dt.$$

Cette différence est égale au volume d'eau libéré par l'abaissement de la surface piézométrique pendant le temps  $dt$ , c'est-à-dire à :

$$-2\pi r dr S \frac{\partial h}{\partial t} dh$$

D'où l'équation :

$$rS \frac{\partial h}{\partial t} = k \frac{\partial}{\partial r} \left( r e \frac{\partial h}{\partial r} \right) = k \left( e \frac{\partial h}{\partial r} + r \frac{\partial h}{\partial r} \frac{\partial e}{\partial r} + r e \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right)$$

- Dans le cas d'une nappe captive  $\frac{\partial e}{\partial r} = 0$ , l'équation devient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{ke} \frac{\partial h}{\partial t}$$

- Dans le cas d'une nappe libre  $\frac{\partial e}{\partial r} = \frac{\partial h}{\partial r}$ , l'équation devient :

$$k \left[ e \frac{\partial h}{\partial r} + r \left( \frac{\partial h}{\partial r} \right)^2 + r e \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right] = Sr \frac{\partial h}{\partial t}$$

Lorsque la surface libre est très peu inclinée sur l'horizontale (c'est-à-dire lorsque la troisième hypothèse est effectivement vérifiée),  $\left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)^2$  peut être négligé. L'équation est alors la même pour les nappes libres et les nappes captives. Son intégration conduit à l'équation de Theis suivante pour le rabattement  $\Delta$  de la surface piézométrique :

$$\Delta = H - h = \frac{Q}{4\pi k} W(u)$$

avec

$$u = \frac{r^2 S}{4ket} \text{ et } W(u) = \int_u^{+\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = -0,577216 - \text{Log} u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Lorsque la quantité  $u$  est suffisamment petite, tous les termes du développement sont négligeables à l'exception du premier, et l'on a :

$$\Delta = H - h = \frac{Q}{4\pi ke} \left( \log \left( \frac{4ket}{r^2 S} \right) - 0,577216 \right)$$

soit, après solution numérique et logarithmes décimaux  $T = ke$ , on obtient la relation suivante, appelée la relation de Jacob (1950) :

$$\Delta = \frac{0,183Q}{T} \log \left( \frac{2,25Tt}{r^2 S} \right)$$

La courbe  $\Delta$  en fonction de  $\log t$  est alors une droite. Le rabattement  $\Delta$  est nulle pour  $r = \sqrt{\frac{2,25Tt}{S}}$ . Si on pose  $R = \sqrt{\frac{2,25Tt}{S}}$ , on a :

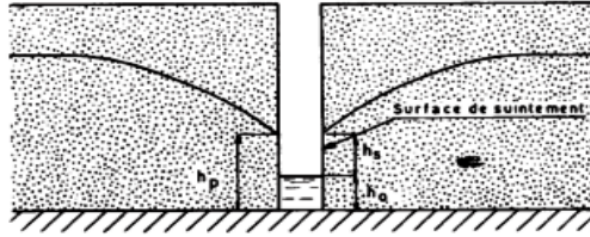


FIGURE 5.3 – Rabattement de la nappe libre pour un régime transitoire ..

$$\Delta = \frac{0,183Q}{2T} \log \left( \frac{R}{r} \right)$$

On retrouve la formule de Dupuit pour les nappes captives. La quantité  $R$  représente le rayon d'action de l'écoulement transitoire, sous réserve que l'on soit dans les conditions de l'approximation logarithmique.

#### 5.1.4 Remontée de la nappe

Il est possible d'étudier la remontée de la nappe après l'arrêt du pompage si l'on se trouve dans les conditions d'application du principe de superposition des écoulements (nappe captive ou nappe libre dont le rabattement reste faible) et dans les conditions de validité de l'approximation logarithmique.

Tout se passe, au moment de l'arrêt du pompage, comme si la pompe continuait à fonctionner et si l'on injectait dans le puits un débit égal au débit pompé. Le principe de superposition des écoulements permet d'écrire que le rabattement est égal à la somme des rabattements dus respectivement au pompage et à l'injection.

##### Rabattement dû au pompage

Le rabattement dû au pompage est donné par :

$$\Delta' = \frac{0,183Q}{T} \log \left( \frac{2,25Tt}{r^2S} \right)$$

où :

—  $t$  est le temps compté à partir du début du pompage.

##### Rabattement dû à l'injection

Le rabattement dû à l'injection est donné par :

$$\Delta'' = -\frac{0,183Q}{T} \log \left( \frac{2,25ket'}{r^2S} \right)$$

où :

—  $t'$  est le temps compté à partir du début de l'injection, c'est-à-dire de l'arrêt du pompage.

##### Rabattement résultant

Le rabattement résultant est la somme des rabattements dus au pompage et à l'injection :

$$\Delta = \Delta' + \Delta'' = \frac{0,183Q}{T} \left[ \log \left( \frac{2,25ket'}{r^2S} \right) - \log \left( \frac{2,25ket'}{r^2S} \right) \right]$$

En simplifiant, on obtient :

$$\Delta = \frac{0,183Q}{T} \log \left( \frac{t}{t'} \right)$$

La formule de Dupuit donne des résultats meilleurs pour les nappes captives que pour les nappes libres.

### 5.1.5 Interprétation de l'essai

#### Interprétation en régime permanent (formules de Dupuit)

L'interprétation d'un essai de pompage par les formules de Dupuit nécessite la connaissance du débit et des rabattements dans le puits et les piézomètres, une fois le régime permanent établi.

Soit  $h$  la hauteur de la surface piézométrique au-dessus du substratum imperméable et à la distance  $r$  de l'axe du puits. Les formules de Dupuit peuvent s'écrire sous la forme :

#### Nappe libre

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{1,36k} \log_{10} \left( \frac{R}{r} \right)$$

#### Nappe captive

$$H - h = \frac{Q}{2,72T} \log_{10} \left( \frac{R}{r} \right)$$

où :

- $H$  est la hauteur initiale de la nappe,
- $h$  est la hauteur de la nappe à la distance  $r$ ,
- $Q$  est le débit pompé,
- $k$  est la perméabilité du sol,
- $R$  est le rayon d'action du pompage.

#### Interprétation des courbes

Il en résulte que, pour une valeur déterminée de  $Q$ , les courbes de variations de  $\Delta$  ou de  $H^2 - h^2$ , tracées en fonction de  $\log_{10} r$ , sont des droites de pente :

- $a = -\frac{Q}{1,36k}$  pour une nappe libre,
- $a = -\frac{Q}{2,72T}$  pour une nappe captive.

On peut donc obtenir simplement le coefficient de perméabilité du sol ( $k$ ) et le rayon d'action du pompage ( $R$ ) à partir de la courbe  $\Delta$  ou  $H^2 - h^2$  tracée en fonction du logarithme de  $r$ .

#### Niveau dynamique et rabattement

Le plan d'eau dans l'ouvrage est le niveau dynamique. La profondeur du niveau dynamique, au-dessous du niveau piézométrique initial, en régime non influencé, est le rabattement  $s$ . Le rabattement, mesuré au cours de la remontée, est appelé rabattement résiduel  $s_r$ .

#### Régime d'écoulement

- Régime permanent : Après un court pompage (environ 1 h), la géométrie du cône de dépression reste stable (hypothèse de H. Dupuit).
- Régime transitoire : Le cône de dépression s'étend avec le temps (modèles de C.V. Theis et C.E. Jacob).
- En réalité, le régime permanent strict n'existe pas, on parle plutôt de **régime quasi-permanent**.

#### Effets du pompage et cône de dépression

Le pompage crée un **cône de dépression**, réel en nappe libre, fictif en nappe captive.

- Essai par paliers : Pompage de courte durée avec mesure du **niveau dynamique** dans le puits pour évaluer l'ouvrage et optimiser l'équipement.
- Essai à débit constant : Pompage prolongé avec mesures dans le puits et les piézomètres pour déterminer les **paramètres hydrodynamiques**, tester les **conditions aux limites** et la **drainance**.

L'identification du type d'aquifère est essentielle à toute interprétation.

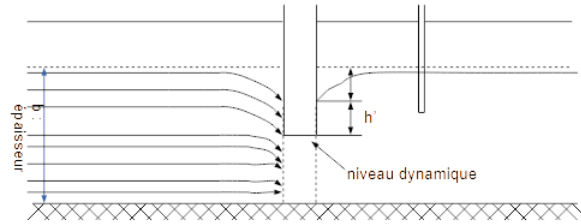


FIGURE 5.4 – Effets du pompage dans un aquifère à nappe libre. Cône de dépression..

### 5.1.6 Essai de puits par paliers de débit

Cet essai consiste à pomper par paliers de débit constant (1 à 3 h) avec mesure du niveau dynamique. Il permet de caractériser le complexe aquifère/ouvrage pour optimiser l'équipement (tubage, crépine, pompe). Les paramètres déterminés incluent : - Débit critique, spécifique et spécifique relatif - Pertes de charge dans l'ouvrage et son environnement - Débit maximum d'exploitation (productivité)

#### Conditions de base

Les expressions d'hydrodynamique en régime transitoire sont applicables si :

- La loi de Darcy est respectée
- Le puits capte toute l'épaisseur de l'aquifère et est correctement équipé
- La surface piézométrique est subhorizontale
- Le débit de pompage est constant
- Le rayon du puits est minimal

#### Exécution de l'essai

Chaque palier de débit est suivi d'un arrêt de durée égale, permettant la remontée du niveau d'eau et la mesure du rabattement résiduel. Au démarrage, l'eau exhaurée provient de la vidange de l'ouvrage (écoulement quadratique non linéaire). L'aquifère n'est sollicité qu'après un certain délai, illustrant l'effet capacité du puits.

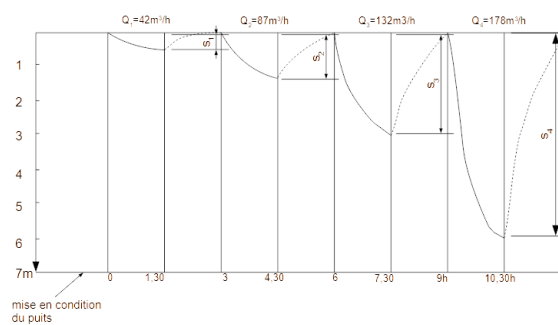


FIGURE 5.5 – Effets du pompage dans un aquifère à nappe libre. Cône de dépression..

Paliers de débit	Débits pompés (m <sup>3</sup> /h)	Rabattements résiduels (m)	Débits spécifiques (m <sup>3</sup> /h.m)	Rabattements spécifiques (s/Q) (m/m <sup>3</sup> .h)
1	42	0,81	51,85	0,0156
2	87	2,01	45	0,0231
3	132	3,53	37,4	0,0268
4	178	6,47	27,5	0,0364

TABLE 5.1 – Tableau des paliers de débit

## Expression de Jacob

Le rabattement, mesuré dans l'ouvrage à un instant  $t$ , est donné par l'expression de Jacob :

$$s = BQ + CQ^2$$

Cette expression est établie pour les nappes captives, mais est étendue à l'aquifère à nappe libre à condition :  $s < 0,1b$ .

- $BQ$  : perte de charge linéaire provoquée par l'écoulement laminaire au voisinage du puits.
- $CQ^2$  : perte de charge quadratique, provoquée par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage, crépine et tubage. Elle est donc caractéristique de l'équipement technique de l'ouvrage, diamètre du tubage et de la crépine.

Le  $s_{\max}$  est limité par  $0,75b$  pour les nappes captives et  $b/3$  pour les nappes libres. Dans ce cas,  $s_{\max} = 5$  m.

## Applications

1. **Application 1** : Tracer la courbe caractéristique débits/rabattement et déterminer le débit critique  $Q_{\text{critique}}$ . ( $Q_c = 140.0 \text{ m}^3/\text{h}$ )
2. **Application 2** : Tracer la courbe débits/rabattements spécifique ( $Q, s/Q$ ). Déterminer les coefficients  $B$  et  $C$  ( $B = 0,01, C = 1,4 \cdot 10^{-4}$ ).

## 5.2 Exemples d'applications sur le pompage d'essais en régime transitoire

Cette section présente deux applications distinctes du pompage d'essai en régime transitoire. La première application concerne un aquifère à nappe captive illimitée, tandis que la seconde traite d'un aquifère à nappe libre. Les objectifs de ces applications sont les suivants :

- Déterminer les paramètres hydrogéologiques clés (transmissivité  $T$  et coefficient d'emmagasinement  $S$ ) à partir des données de pompage.
- Analyser les rabattements et les remontées de la nappe pour valider les hypothèses hydrogéologiques.
- Étendre les méthodes d'analyse des aquifères captifs aux aquifères libres sous certaines conditions.

### 5.2.1 Application 1 : Aquifère à nappe captive illimité

#### Cadre hydrogéologique et données du pompage d'essai

Un pompage d'essai a été réalisé dans un aquifère captif de sables albiens (540-600 m). L'aquifère, d'extension latérale illimitée ( $\approx 100$  km), est encadré par des formations imperméables.

Le pompage a duré 71 h à débit constant  $Q = 200 \text{ m}^3/\text{h} = 0,055 \text{ m}^3/\text{s}$ . Un forage distant de 110 m a servi de piézomètre (nappe initiale à 17 m). La remontée des niveaux après l'arrêt a été suivie durant 21 h.

#### Interprétation du pompage d'essai

Les profondeurs et le temps de pompage, tracés sur un graphique semi-logarithmique, ont permis d'estimer la transmissivité et l'emmagasinement.

$$T = \frac{0,183Q}{c} = \frac{0,183 \times 0,055}{5,8} = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{2,25 \times T \times t_0}{r^2} = \frac{2,25 \times 1,7 \times 10^{-3} \times 324}{(110)^2} = 1 \times 10^{-4}$$

Temps, $t'$ (h)	$\frac{t+t'}{t'}$	Profondeurs Sondage (m)	Profondeurs Piézomètre (m)
0	0	49,43	24,85
0,017	$4,2 \times 10^3$	27,90	24,85
0,033	$2,17 \times 10^3$	27,40	24,85
0,050	$1,42 \times 10^3$		24,13
0,067	$1,02 \times 10^3$	23,72	23,78
0,1	$7,1 \times 10^2$	22,72	23,16
0,13	$5,5 \times 10^2$	22,00	22,66
0,17	$4,2 \times 10^2$	21,68	22,30
0,20	$3,6 \times 10^2$	21,28	21,95
0,25	$2,9 \times 10^2$	20,81	21,91
0,3	$2,4 \times 10^2$	20,16	21,90
0,4	$1,8 \times 10^2$	19,57	20,76
0,5	$1,4 \times 10^2$	19,07	20,18
0,67	$1,1 \times 10^2$	18,42	19,68
0,83	$8,7 \times 10^1$	18,03	19,08
1	$7,2 \times 10^1$	17,63	18,68
1,33	$5,5 \times 10^1$	16,90	18,02
1,84	$4,0 \times 10^1$	16,20	17,23
2,75	$2,7 \times 10^1$		16,27
3,75	$2,0 \times 10^1$	14,20	15,50
5,75	$1,34 \times 10^1$	13,70	14,45
7,75	$1,02 \times 10^1$	13,20	14,20
9,75	8,3	12,75	13,20
11,75	7,1	12,75	12,60
13,75	6,2	11,88	12,15
17,75	5	11,83	11,79
23,75	4	11,15	11,10
27,75	3,6	10,96	10,80
39,75	2,8	10,15	10,15
47,75	2,5	9,90	9,90
55,75	2,3	9,85	9,50
63,75	2,1	9,55	9,25
71,75	2,0	9,58	9,25

TABLE 5.2 – Données du pompage d'essai - Remontée après arrêt du pompage

### Interprétation de la remontée des niveaux

Les données du tableau 22 et  $\frac{t+t'}{t'}$  permettent d'estimer la transmissivité avec  $\varepsilon = 5,8$  m :

$$T = \frac{0,183 \times Q}{\varepsilon} = \frac{0,183 \times 0,055}{5,8} = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

### 5.2.2 Application 2 : Aquifère à nappe libre

#### Cadre hydrogéologique et données du pompage d'essai

L'aquifère, épais de 4 m, est composé d'alluvions quaternaires sur un substrat miocène imperméable. Le puits d'essai ( $\varnothing$  400 mm), crépiné avec massif filtrant, atteint 16 m de profondeur (figure 5.7). L'aquifère est considéré illimité latéralement sur la durée de l'essai.

La station de pompage comprend le puits d'essai et 3 piézomètres situés à  $P_1 = 20$  m,  $P_2 = 50$  m et  $P_3 = 100$  m de l'axe du puits .

Le pompage a duré 48 h à débit constant  $Q = 328 \text{ m}^3/\text{h} = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le rabattement total est de 3,54 m dans le puits et respectivement 0,65 m en  $P_1$ , 0,42 m en  $P_2$  et 0,33 m en  $P_3$ , valeurs compatibles avec l'approximation logarithmique des aquifères à nappe libre.

Profondeurs de sondage et piézomètre (1)			Profondeurs de sondage et piézomètre (2)		
Temps $t'$ (h)	Sondage (m)	Piézomètre (m)	Temps $t'$ (h)	Sondage (m)	Piézomètre (m)
0.000	8.62	8.08	5	43.00	18.00
0.017	-	8.10	6	43.30	18.50
0.033	-	8.13	7	43.70	18.95
0.050	25.00	8.27	9	44.90	19.63
0.07	27.10	8.56	11	45.10	20.10
0.100	27.24	9.33	15	45.50	20.90
0.130	27.23	9.94	19	46.80	21.35
0.170	27.23	10.42	25	47.70	22.50
0.200	-	10.80	31	47.50	22.70
0.250	-	11.29	37	47.60	22.97
0.300	-	11.66	45	47.90	23.45
0.400	-	12.21	53	49.50	24.20
0.500	-	12.66	61	49.10	24.90
0.670	-	13.23	69	49.70	24.75
0.830	-	13.77	71	-	24.80
1.000	-	14.17	71.15	-	24.85
1.330	-	14.83	-	-	-
1.840	-	15.59	-	-	-
2.340	40.27	16.17	-	-	-
3.000	42.25	16.80	-	-	-
4.000	42.80	17.70	-	-	-

TABLE 5.3 – Descente à débit constant.

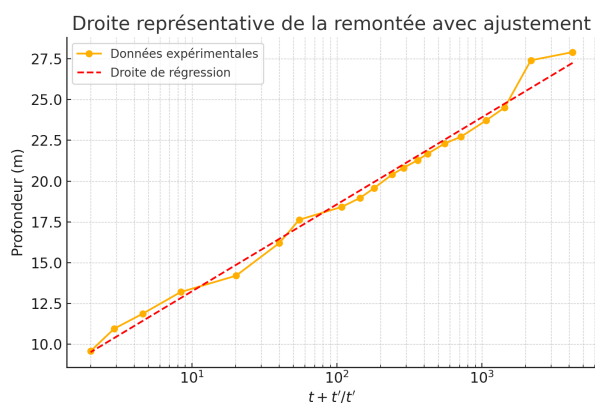


FIGURE 5.6 – La remontée

### Interprétation des données du pompage d'essai

Les données de rabattement (m) et temps de pompage (min), tracées sur un graphique semi-logarithmique (figure 5.7), montrent un effet de capacité du puits, s'atténuant après 50 min pour  $P_1$  et 120 min pour  $P_2$  et  $P_3$ . Cela s'explique par un petit diamètre de puits et une transmissivité élevée ( $8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

Les droites obtenues sont parallèles pour  $P_1$  et  $P_3$  (pente = 0,22 m), légèrement plus faible pour  $P_2$  (pente = 0,20 m). Les temps à l'origine sont :  $t_0 = 138 \text{ s}$  ( $P_1$ ),  $120 \text{ s}$  ( $P_2$ ), et  $390 \text{ s}$  ( $P_3$ ).

$$T = \frac{0,183 \times 0,09}{\text{pente}} = 7,5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$$

La transmissivité moyenne retenue est  $8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Le coefficient d'emmagasinement  $S$  est calculé par :

$$S_{P_1} (20\text{m}) = \frac{2,25 \times 8 \times 10^{-2} \times 138}{(20)^2} = 6 \times 10^{-2} \quad \text{et} \quad S_{P_2} (50\text{m}) = 9 \times 10^{-2}; \quad S_{P_3} = 7 \times 10^{-2}$$

La valeur moyenne de  $S = 6 \times 10^{-2}$  et la porosité efficace est de 6

L'application de l'équation de C.V. Theis confirme ces résultats avec  $T = 8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  et  $S = 7 \times 10^{-2}$ .

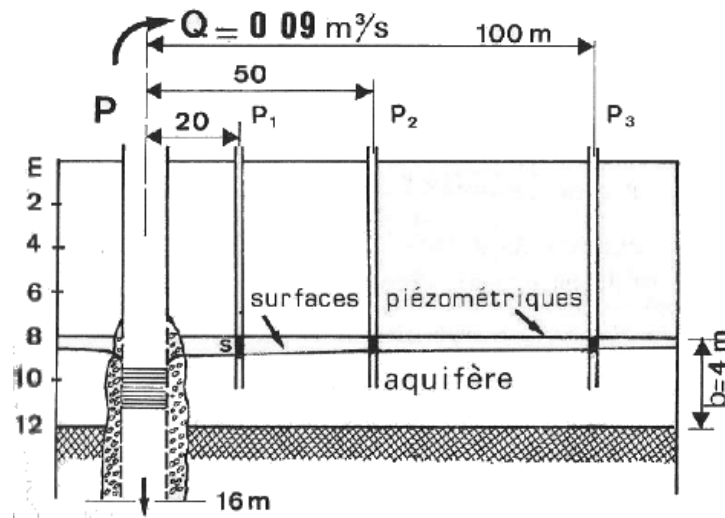


FIGURE 5.7 – Pompage d'essai d'un aquifère à nappe libre illimité (G. Castany, Forkasiewicz, 1972).

## Bibliographie

1. Gilbert Castany, *Hydrogéologie : Principes et méthodes*, 2e cycle.
2. C. W. Fetter, *Applied Hydrogeology*, Fourth Edition.
3. Kevin M. Hiscock and Victor F. Bense, *Hydrogeology : Principles and Practice*, Second Edition.
4. J.C. Nonner, *Introduction to Hydrogeology*, 2003 Swets & Zeitlinger B.V., Lisse.
5. V. Govindaraj et al. *Groundwater potential mapping and natural remediation through artificial recharge structures in Vellore District, Tamil Nadu, India using geospatial techniques*. Desalination and Water Treatment. Vol 254, April 2022, 229-237.
6. F. MEZALI et al. *Enhancing Groundwater Recharge Assessment in Mediterranean Regions : A Comparative Study Using Analytical Hierarchy Process and Fuzzy Analytical Hierarchy Process Integrated with Geographic Information Systems for the Algiers Watershed*. Sustainability. April 2025.