



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Hydraulique
Hydraulique Urbaine

Réf. : Entrez la référence du document

Présenté et soutenu par :
Djail Fouaz

Le : lundi 25 juin 2018

Etude Expérimentale De Recharge Artificielle De Nappe

Jury :

Dr.	Ben mbarek. Naima	MCA	Université de Biskra	Président
M.	Abedessemmed Fouzi	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Djedri Toufik	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

Introduction générale

La réalimentation des nappes (ou recharge) englobe tous les processus visant à provoquer une infiltration efficace des eaux. Cela se traduit par l'arrivée d'un volume additif vers la nappe. Cette technique est très ancienne et tend à se généraliser, après les expériences réussies dans différentes parties du monde.

On distingue deux types les dispositifs de recharge artificielle sont par la recharge superficielle (Les bassins d'infiltration, les fossés, les canaux, les fosses, Lit de rivières aménagées, épandage souterrain par réseau, Puit filtrant) ou par la recharge profond (puit d'injection, drains ou galeries).

Dans ce travail on se propose d'étudier l'alimentation d'un aquifère par injection à travers un puits. L'étude est menée sur un banc de drainage servant à simuler le processus. Le suivi de la piézométrie de la nappe sert à déterminer la relation entre le taux d'infiltration et le temps pour les conditions hydrodynamiques utilisées, perméabilité, débit et durée d'injection.

Nous présenterons, d'abord, dans un premier chapitre des généralités sur les écoulements souterrains, surtout les lois de l'écoulement saturé et non saturé. Nous détaillerons l'aspect relatif à l'infiltration, processus qui nous intéresse dans notre travail. L'infiltration de l'eau vers la nappe se fait par la progression d'un front d'humidification. Plusieurs relations permettent de déterminer le taux d'infiltration, ou la vitesse d'infiltration. Elle dépend essentiellement de la perméabilité du milieu et sa teneur en eau.

Le deuxième chapitre, il est présenté la propriété du milieu poreux, (la teneur en eau l'humidité, la texture du sol, l'indice de vide, la porosité et la perméabilité).

Dans un troisième chapitre, nous exposerons ce qui se fait dans le domaine de la recharge des nappes, avec un détour sur quelques travaux historiques. Réalimentation ou recharge englobent tous les processus visant à provoquer une infiltration efficace des eaux. Cela se traduit par l'arrivée d'un volume additif vers la nappe. Cette technique est très ancienne et tend à se généraliser, après les expériences réussies dans différentes parties du monde.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais expérimentaux que nous avons effectués. L'étude porte notamment sur la variation de la vitesse d'infiltration en fonction du temps. Des essais préliminaires ont servi à régler le débit d'injection. Le but est d'arriver à une relation liant l'infiltration au débit et la durée de l'injection.

CHAPITRE I

Généralités sur les écoulements souterrains

Introduction :

Les eaux souterraines proviennent de l'infiltration des eaux de pluie dans le sol. Celles-ci s'insinuent par gravité dans les pores, les microfissures et les fissures des roches, humidifiant des couches de plus en plus profondes, jusqu'à rencontrer une couche imperméable. Là, elles s'accumulent, remplissant le moindre vide, saturant d'humidité le sous-sol, formant ainsi un réservoir d'eau souterraine appelé aquifère.

Les eaux souterraines contribuent à l'alimentation des sources et des cours d'eau, et leur rôle, est essentiel. Elles sont exploitées pour la consommation humaine (eau potable), l'apiculture (irrigation) et l'industrie (eau industrielle).

L'importance économique et environnementale des eaux souterraines fait de leur préservation un facteur de développement durable. Compte tenu des ressources qu'elles représentent, en quantité et en qualité, les eaux souterraines constituent un patrimoine essentiel.

I.1. Les aquifères :**I.1.1 Définition :**

Un aquifère est une formation hydrogéologique perméable permettant l'écoulement significatif d'une nappe d'eau souterraine et le captage de quantités d'eau appréciables. Il est constitué par deux. Phases principales en perpétuelles interactions : l'une solide est le réservoir (de nature rocheuse), l'autre liquide, est l'eau souterraine.

I.1.2 Les différents modèles (types) des aquifères :**I.1.2.a. Les aquifères à nappe libre :**

L'aquifère reposant sur une couche très peu perméable est surmontée d'une zone non saturée en eau. Lorsque son niveau peut varier sans être bloqué par une couche imperméable. Si on crée un puits dans une telle nappe, le niveau de l'eau reste inchangé. Une nappe perchée est une nappe libre, permanente ou temporaire, formée dans une zone non saturée, et qui surmonte une nappe libre de plus grande extension. L'écoulement dans un aquifère confiné est appelé écoulement artésien.

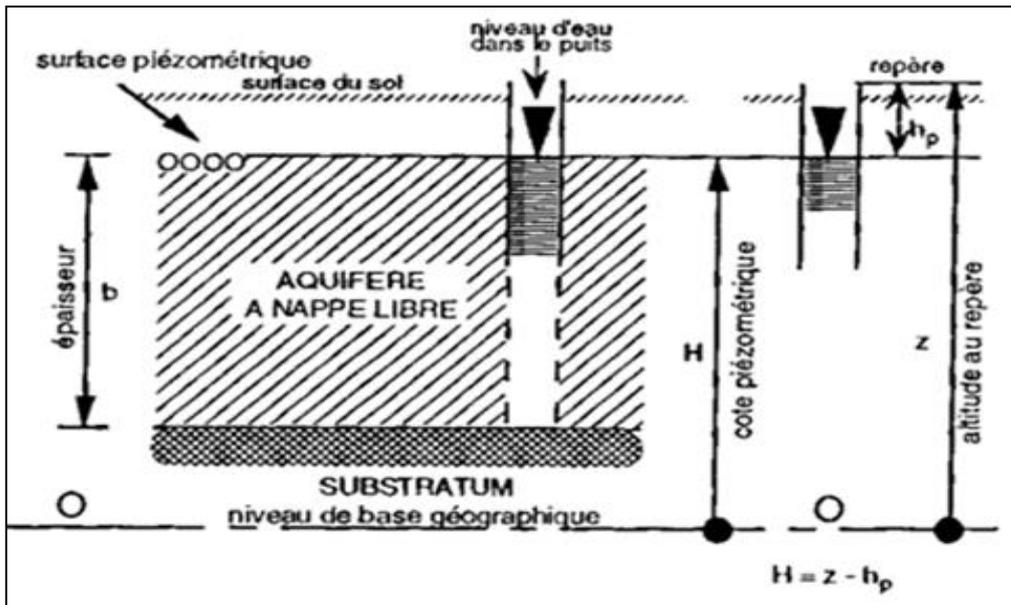


Figure (1-1) : Schéma d'aquifère à nappe libre.(..)

I.1.2.b. Les aquifères à nappe captif (ou nappe captive) :

Dans une nappe captive, l'eau souterraine est confinée entre deux formations très peu perméables. Lorsqu'un forage atteint une nappe captive, l'eau remonte dans le forage. Elle est « sous pression » et lorsque l'on y ouvre un puits, l'eau s'élève jusqu'à un niveau d'équilibre supérieur. Il arrive même que la nappe jaillisse du sol ; c'est le phénomène d'artésianisme. Dans le cas d'un aquifère non confiné, l'écoulement est gravitaire.

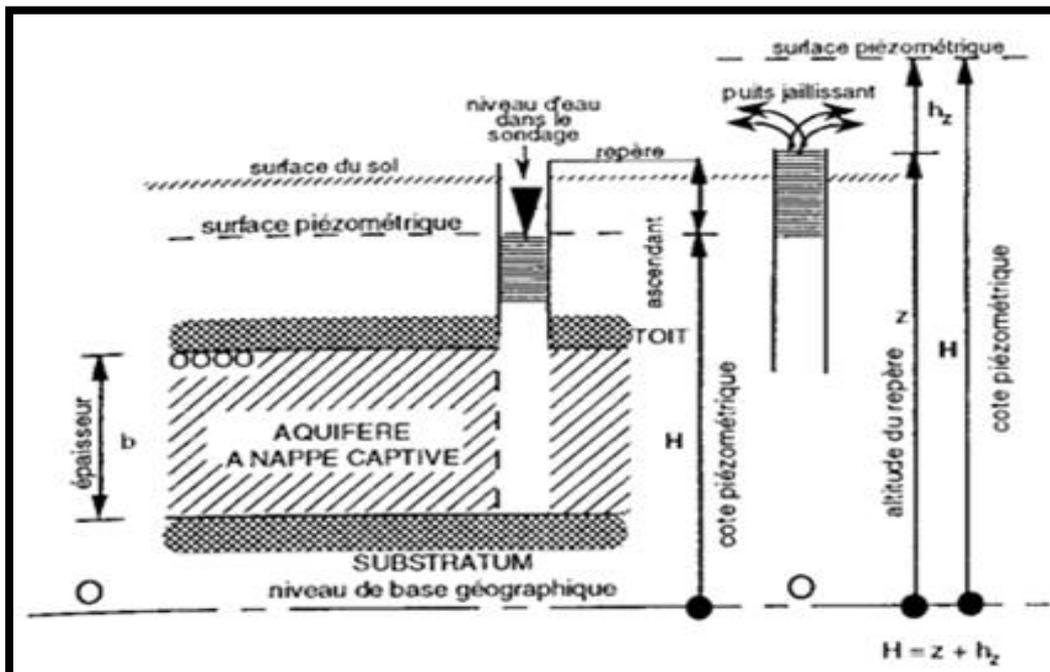


Figure (1-2) : Aquifère à nappe captive.

I.1.2.c. Les aquifères à nappe semi-captive :

Il existe également les nappes semi-captives ou à drainance. Le toit ou le substratum (parfois les deux) de l'aquifère sont fréquemment constitués par des formations semi-perméables. Lorsque les conditions hydrodynamiques sont favorables, il peut y avoir échange d'eau avec l'aquifère superposé ou sous-jacent, c'est le phénomène de drainance. L'écoulement dans un aquifère est appelé écoulement mixte (ou artésien-gravitaire).

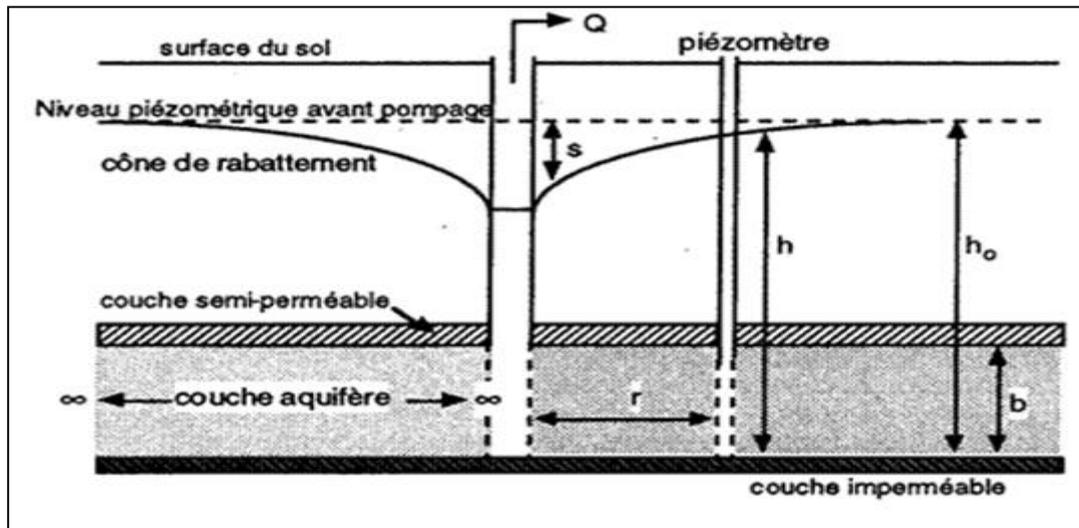


Figure (1-3) : Aquifère semi-captive.

Leurs deux propriétés, la porosité (pourcentage de vides occupés par l'eau dans la roche) et la perméabilité (capacité à laisser circuler l'eau) les ventilent en trois types :

- ✓ **Poreux** : les roches calcaires sont très poreuses et propices à la dissolution par l'eau
- ✓ **Karstique** : les plateaux calcaires, où les vides sont surtout des fissures qui peuvent avoir la taille de gouffres et de cavernes (karst), contiennent certaines nappes.
- ✓ **Fissuré** : les roches cristallines (granites et schistes) sont très peu poreuses. L'eau est contenue et circule dans les failles ou les fissures de la roche.

I.3 L'eau souterraine :

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression.

Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir. Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de

la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions. Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée. Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores. Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

L'eau souterraine présente dans les aquifères comprend 2 fractions :

- ✓ **L'eau gravitaire** : cette fraction est dite mobilisable. Elle circule dans l'aquifère et alimente les ouvrages de captage et les sources.
- ✓ **L'eau de rétention** : cette fraction est dite non mobilisable. Elle est maintenue à la surface solide du réservoir avec une force supérieure à celle de la pesanteur.

I.3.1 Propriétés des eaux souterraines :

Les principales caractéristiques des eaux souterraines sont : une turbidité faible, une température et une composition chimique constantes, et absence presque totale d'oxygène. Les eaux souterraines de circulation peuvent avoir de grandes variations de composition avec l'apparition de polluants et de divers contaminants. En outre, les eaux souterraines sont souvent très pures, microbiologiquement parlant.

I.3.2 L'écoulement d'eau souterraine :

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression. Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir. Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions. Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité

élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée. Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores. Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

I.3.3. Fondements des écoulements souterrains :

I.3.3.a. Loi de Darcy :

C'est la base fondamentale des écoulements souterrains. La vitesse de filtration à travers un milieu poreux est donnée par l'équation suivante :

$$V = - K \cdot i \quad (1)$$

Avec,

V : La vitesse,

K : La perméabilité,

i : le gradient hydraulique.

L'écoulement se fait dans le sens de la décroissance des charges, d'où le signe (-).

Physiquement, 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 (1) montre comment cette perte de charge dépend de la vitesse de filtration.

Sous forme généralisée, cette loi s'écrit :

$$\vec{V} = -k \overrightarrow{\text{Grad}} H \quad (2)$$

Dans les trois dimensions :

$$\begin{aligned} V_x &= -K \partial H / \partial X \\ V_y &= -K \partial H / \partial y \\ V_z &= -K \partial H / \partial z \end{aligned} \quad (3)$$

Pour un milieu anisotrope :

$$\begin{aligned} V_x &= -K_x \partial H / \partial X \\ V_y &= -K_y \partial H / \partial y \\ V_z &= -K_z \partial H / \partial z \end{aligned} \quad (4)$$

La charge hydraulique est définie par le théorème de Bernoulli :

$$H = (V^2/2g) + (P/\gamma_w) + Z \quad (5)$$

P : est la pression, y :

Le poids volumique de l'eau,

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 filtrations 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 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 :

$$Re = V \cdot d / (\mu/\rho) \quad (6)$$

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

$$V_r = V/\eta \quad (7)$$

V_r : La vitesse réelle et V : La vitesse totale.

η : La porosité du milieu poreux.

I.3.3.b. L'équation de Laplace :

L'étude d'un écoulement de filtration est basée sur la recherche du champ de la charge hydraulique. Pour les écoulements permanents on doit satisfaire la fonction $h(x,y,z)$ dans le domaine de l'écoulement ainsi que sur ses limites.

Pour les cas des terrains isotropes, en appliquant la loi de Darcy (3) et en y ajoutant l'équation de continuité, (ou celle du comportement du fluide de filtration) :

$$\text{div } V = 0, \text{ Ou } \partial V_x / \partial x + \partial V_y / \partial y + \partial V_z / \partial z = 0 \quad (8)$$

On obtient l'équation de Laplace :

$$\partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 + \partial^2 H / \partial z^2 = 0, \text{ Ou } \nabla^2 = 0 \quad (9)$$

C'est l'équation qui gère l'écoulement permanent dans un milieu isotrope. La charge hydraulique est donc un potentiel harmonique (fonction de x,y,z).

La répartition de la charge hydraulique ne dépend donc pas de la perméabilité du milieu mais uniquement de la géométrie du domaine d'écoulement et des conditions aux limites.

Cette fonction est entièrement déterminée à l'intérieur du domaine de manière univoque.

Pour un écoulement bidimensionnel on a :

$$\nabla^2 H = \partial^2 H / \partial x^2 + \partial^2 H / \partial y^2 = 0 \quad (10)$$

Pour un milieu anisotrope, en combinant les équations (4) et (8), on obtient :

$$K_x \partial^2 H / \partial x^2 + K_y \partial^2 H / \partial y^2 + K_z \partial^2 H / \partial z^2 = 0, \text{ Ou } \nabla^2 = 0 \quad (11)$$

Ce n'est plus une équation de Laplace. La répartition de la charge dépend dans ce cas des rapports des perméabilités K_x / K_z et K_y / K_z .

Mais en procédant par un changement de coordonnées tel que :

$$\begin{aligned} \xi &= (K/K_x)^{1/2} X \\ \varepsilon &= (K/K_y)^{1/2} Y \\ \delta &= (K/K_z)^{1/2} Z \end{aligned} \quad (12)$$

K étant un coefficient quelconque ayant les dimensions d'une perméabilité relative, on obtiendra donc :

$$\partial H / \partial \xi = (\partial H / \partial x) \cdot (\partial x / \partial \xi) = (K_x / K) \cdot (\partial H / \partial x) \quad (13)$$

$$\partial^2 H / \partial \xi^2 = (\partial / \partial x) \cdot (\partial x / \partial \xi) \cdot d_x / d\xi = (K_x / K) \cdot (\partial^2 H / \partial x^2)$$

En procédant de même pour les autres dimensions et compte tenu de l'équation (11), on aura :

$$\partial^2 H / \partial \xi^2 + \partial^2 H / \partial \varepsilon^2 + \partial^2 H / \partial \delta^2 = 0 \quad (14)$$

Nous retrouvons alors l'équation de Laplace. On peut donc transformer un écoulement en [milieu anisotrope on un écoulement en milieu isotrope « correspondant » en utilisant la transformation affine (12).

La résolution des problèmes d'hydraulique souterraine consiste donc à trouver des solutions à l'équation de Laplace selon les conditions aux limites du domaine d'écoulement considéré, quelque soit sa configuration.

Pour ce, il existe plusieurs moyens d'y arriver :

- a) Les méthodes analytiques, basées sur les propriétés de l'équation de Laplace, déduites de sa forme linéaire.
- b) Les modèles réduits conducteurs puisque il y a analogie complète entre l'écoulement de l'eau dans un milieu perméable et l'écoulement de l'électricité dans un conducteur. C'est un procédé qui donne de bons résultats dans nombre de problèmes de filtration.
- c) Les modèles hydrauliques qui simulent assez bien les écoulements souterrains.
- d) Les méthodes numériques, très répandues et diversifiées qui arrivent à approcher les problèmes les plus complexes de l'hydraulique souterraine.

I.3.3.c. Cas particulier de l'infiltration :

Infiltration est le nom donné au processus d'entrée de l'eau dans le sol, généralement (mais pas nécessairement), à travers la surface du sol et verticalement vers le bas dans un sol non saturé. Elle est due en général à l'influence combinée des gradients de succion et de gravité au fur et à mesure que l'eau pénètre plus profondément et que la partie mouillée du profil s'allonge. Le gradient moyen de succion diminue puisque la différence globale de la charge de pression (entre la surface saturée du sol et le sol non humide du profil) se répartit sur une distance toujours croissante. L'écoulement est unidimensionnel.

I.3.4. Les lois d'écoulement souterrain non saturé:

I.3.4.a. L'équation analytique d'écoulement à l'état non saturé :

La loi de DARCY bien qu'elle ne fut conçue à l'origine que pour l'écoulement à l'état saturé fut étendue par Richards (1931) à l'écoulement en sol non saturés en stipulant que la conductivité est cette fois une fonction de la charge de succion matricielle. (C'est-à-dire $k = k(\psi)$).

$$q = -K(\psi)\nabla H \quad (1)$$

Ou ∇H : est le gradient de charge hydraulique qui peut inclure les termes de gravité et de succion. Ainsi que MILLER et MILLER l'ont souligné (1956) cette formule ne tient pas compte de l'hystérèse caractéristique des relations (sol-eau) en pratique le problème de l'hystérèse peut parfois être évité en limitant l'usage de l'équation (1) aux cas où la variation de la succion (ou humidité) est monotone, c'est à dire croit ou décroît d'une façon continue.

Dans les phénomènes qui impliquent à la fois l'humidification et le dessèchement l'équation (1) est difficile à appliquer car la fonction k peut être fortement influencée par l'hystérèse.

Ce pendant ainsi que nous Pavons signalé précédemment, la relation entre la conductivité et la teneur en eau volumique $k(\theta)$ ou l'état de saturation $k(w_s)$ est moins affectée par l'hystérèse que la fonction $K(\psi)$ du moins dans les milieux examinés jusqu'à ici (TOPP et MILLER, 1966).

La loi de DARCY pour les sols non saturés s'écrit aussi :

$$q = -K(\psi)\nabla H \quad (2)$$

Le problème de l'hystérèse entre ψ et θ , reste entier.

Pour obtenir l'équation générale et tenir compte aussi bien des processus d'écoulement transitoires que permanents, nous devons introduire l'équation de continuité :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot q \quad (3)$$

D'où

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot [K(\psi)\nabla H] \quad (4)$$

Comme la charge hydraulique est en général la somme de la charge de pression (ou avec le signe négatif, la charge de succion) et la charge de pesanteur (ou altitude) Z , nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot [K(\psi)\nabla(\psi - Z)] = -\nabla(K\nabla\psi) + \frac{\partial K}{\partial Z} \quad (5)$$

Ou encore :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (6)$$

Ou $\frac{\partial \psi}{\partial t}$ est la pente de la courbe caractéristique d'humidité du sol c'est à dire la capacité spécifique de rétention en eau.

En écoulement horizontal, ∇z est évidemment nul. D'autre processus, dans les quels ∇z est négligeable comparé au gradient considérable de succion matricielle, $\nabla \psi$ peuvent avoir lieu aussi dans tel cas :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot [K(\psi) \nabla \psi] \quad (7)$$

Ou dans un système horizontal à une dimension :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] \quad (8)$$

I.3.4.b. Infiltration verticale :

Infiltration est le nom donné, au processus d'entre de l'eau dans le sol. généralement (mais pas nécessairement), à travers la surface du sol et verticalement vers le bas dans un sol non Elle est due en générale a l'influence combinée des gradients de succion et de gravité au fur et à mesure que l'eau pénétré plus profondément et que la partie mouille du profil s'allonge .le Radient moyen de succion diminue puisque la différence globale de la charge de pression (entre la surface sature du sol et le sol non humide du profil) se repartir sur une distance toujours croissante. L'écoulement est unidimensionnel.

L'équation de DARCY pour un élément vertical s'écrit :

$$q = -K \frac{dH}{dz} = -K \frac{d}{dz} (H_p - Z) \quad (9)$$

Dans un sol non saturé, H_p est négative et peut être exprimé en terme de charge de succion ψ :

$$q = K \frac{d\psi}{dz} + K \quad (10)$$

- ✓ H : est la charge hydraulique totale.
- ✓ q : est le flux.
- ✓ H_p : La charge de pression ψ .
- ✓ Z : La distance verticale à partir de la surface de sol, (c'est-à-dire la profondeur).
- ✓ K : La conductivité hydraulique.
- ✓ A : La surface du sol.
- ✓ $q=i$ est le régime d'infiltration.

I.3.4.c. L'équation de richards :

Richards [Richards, 1931] a généralisé l'équation de Darcy au début des années 1930 pour décrire le comportement des milieux non saturés. Les expériences à petite échelle ayant montré que le comportement des sols était très non-linéaire en fonction de l'humidité, Richards supposa que cette même relation pouvait s'appliquer mais avec une conductivité hydraulique non-linéaire dépendant de l'humidité ou de la pression capillaire. L'équation de Richards, aussi appelée équation de Darcy généralisée, s'écrit donc pour un milieu isotrope [Bear, 1972] :

$$\vec{U} = -K(h)\vec{\nabla}(H) \quad (11)$$

Où U = est la vitesse d'écoulement dans le milieu [LT^{-1}], $K(h)$ la conductivité hydraulique du milieu dépendant de la pression d'eau h dans le sol. On définit cette pression à partir de la pression capillaire P_C [L] dans le milieu.

$$P_C = P_{nw} - P_w \quad (12)$$

Avec P_{nw} la pression du fluide dit non mouillant [L] (dans notre cas l'air) et P_w la pression du fluide dit mouillant [L] (dans notre cas l'eau). La pression d'eau h dans le milieu est définie par :

$$h = -P_C \quad (13)$$

On suppose dans la suite du manuscrit que l'écoulement d'air est infiniment rapide et on choisit la pression atmosphérique comme pression de référence. Par conséquent, la pression d'eau h est positive dans la zone saturée et négative dans la zone non saturée. Dans le cas des écoulements en milieu non saturé, l'équation de mouvement résulte de la combinaison de l'équation de Richards (2-11) et de l'équation de la conservation de la masse. On obtient alors

en supposant le milieu et le fluide incompressibles :

$$C(h) \frac{\partial H}{\partial t} - \vec{\nabla} \cdot (K(h) - \vec{\nabla}(h - z)) = q \quad (14)$$

Où $C(h) = \partial\theta/\partial h$ [L⁻¹] est la capacité capillaire caractérisant la variation de teneur en eau θ avec la pression capillaire h et q le terme source/puits.

I.4. Les modèles d'infiltration :

I.4.1. Modèle d'infiltration de Horton :

Le modèle empirique de Horton (1933) reproduit mathématiquement la décroissance, temporelle de l'infiltration, due à l'augmentation de la teneur en eau du sol. Ce modèle, décrit schématiquement à la figure, compte trois paramètres : i_0 le taux d'infiltration initial, i_f le taux d'infiltration limite et γ un paramètre dont dépend la rapidité de décroissance de l'infiltration. L'équation de Horton s'écrit :

$$i_{inf} = i_f + (i_0 - i_f)e^{-\gamma t} \quad (15)$$

Des lors, l'intensité de pluie nette s'obtient par :

$$i_{nette} = f(x) = \begin{cases} i - i_f, & i > i_{inf} \\ 0, & 0 \leq i_{inf} \end{cases} \quad (16)$$

Le soif Conservation Service (SCS 1975) à établi une classification des types des sols et propose des valeurs caractéristique pour les coefficients i_0 et i_f . (Tableau).

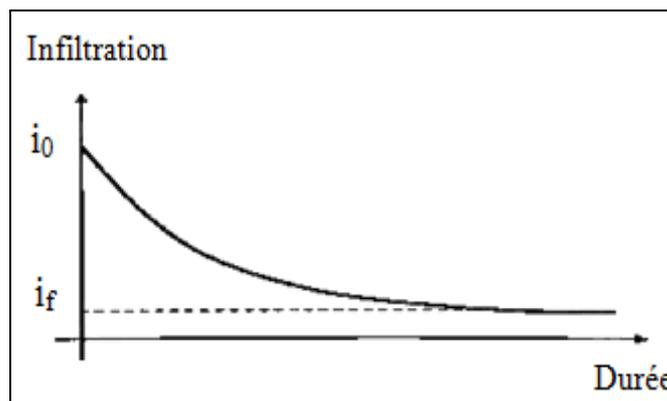


Figure (1-4) : Evolution temporelle d'infiltration selon Horton et définition schématique des paramètres i_0 et i_f .

Groupe de sol	Description
A	Potentiel de ruissellement faible et taux l'infiltration élevé => Sables et graviers
B	Taux d'infiltration modéré et sol modérément bien drainé => Sables
C	Taux d'infiltration faible ⇒ Sol content des colloïdes et des argiles
D	Potentiel de ruissellement élevé et taux d'infiltration très faible => Argiles gonflantes et couches de sol minces avec fond imperméable près de la surface.
SWMM	Valeurs utilisées par omission dan SWMM (milieu urbain)

Tableau (1-1) : Groupe de sol selon le NCRS (SCS).

Caractéristique	Groupe de sol			
	A	B	C	D
i_0 mm/h	250.0	200.0	75.0	75.0
i_f mm/h	2.5	12.5	2.5	2.5
γ h ⁻¹	2.0	2.0	2.0	2.0

Tableau (1-2) : Valeurs des paramètres pour le modèle de Horton.

L'équation (15) représente l'évolution temporelle de la capacité d'infiltration d'un sol soumis à une pluie d'intensité supérieure ou égale à i_0 . Si l'intensité de la pluie est inférieure à cette Capacité, seule une partie de ce dernier est « utilisée » et l'évolution temporelle de l'infiltration ne présente plus le même aspect. En considérant un cas limite, il est évident que La capacité d'infiltration n'est pas diminuée si aucune pluie ne tombe sur le sol. Cette difficulté peut être résolue de la manière suivante. L'infiltration s'écrit, par définition :

$$i_{inf} = i - i_{nette} \quad (17)$$

L'infiltration cumulée F_c au cours du temps s'obtient par intégration de l'équation (17):

$$F_C = \int_0^t (i(s) - i_{nette}(s)) ds \quad (18)$$

Selon l'équation de Horton (2-15) et avec la condition initiale $F_c(0) = 0$, clic s'écrit également :

$$F_C = \int_0^t i_{inf}(s) ds = \frac{i_0 - i_f}{\gamma} (1 - e^{-\gamma t}) + i_f \quad (19)$$

A un instant t_f , l'infiltration cumulée peut être calculée par l'équation (18) L'équation (19) peut Alors être résolue numériquement pour obtenir un pseudo-temps t_{pseudo} . L'infiltration au temps t_f est alors calculée par l'équation de Horton (15) avec $t = t_{pseudo}$.

Cette procédure est illustrée à la figure.

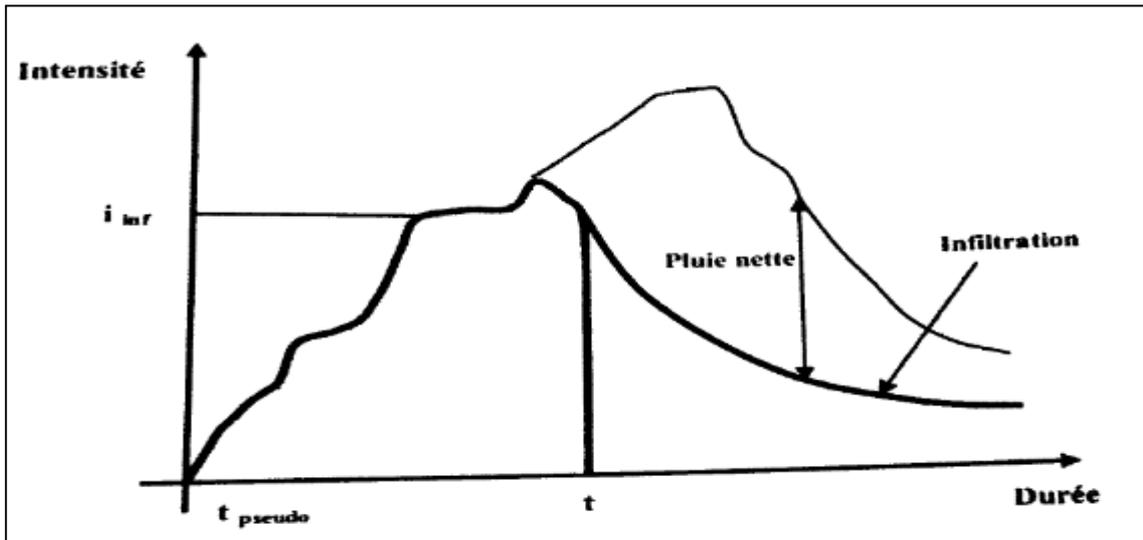


Figure (1-5) : Modèle de Horton.

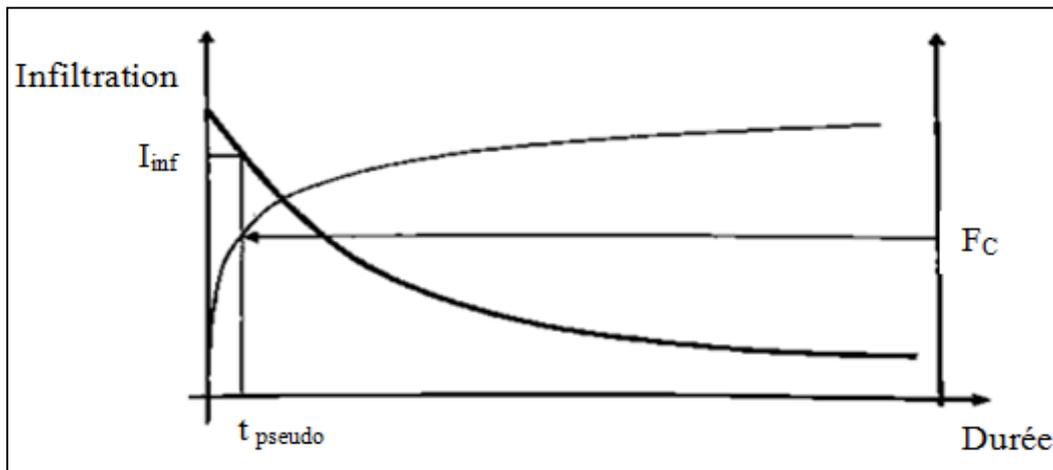


Figure (1-6) : Description schématique du calcul de l'infiltration.

I.4.2 Modèle d'infiltration de Green Ampt :

Il s'agit d'un modèle décrit d'une manière simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en fonction de certains paramètres physiques du sol : Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol est le suivant : La pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui professe en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion. Le modèle de Green Ampt, représente ce processus de manière simplifiée selon le schéma suivant :

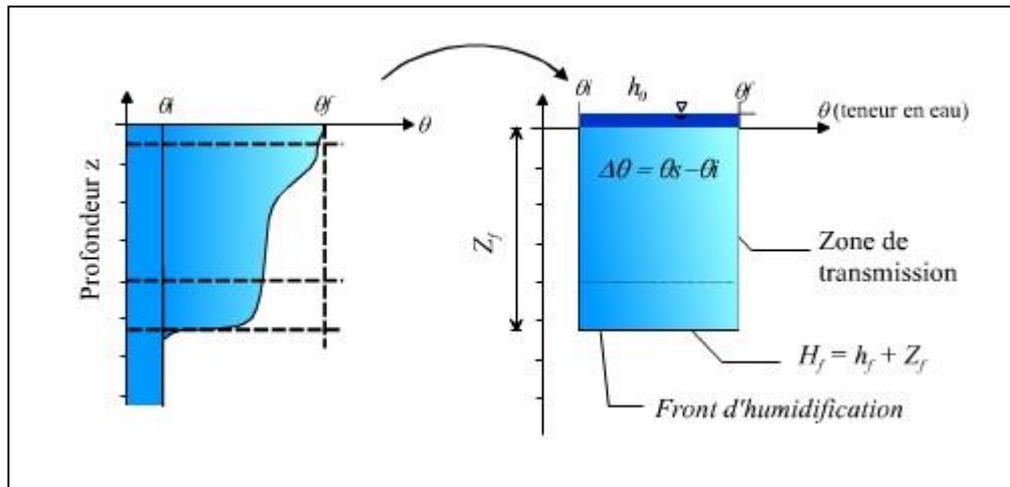


Figure (1-7) : Schématisation du processus de l'infiltration selon Green Ampt.

• Paramètres du modèle :

Z : Hauteur d'eau infiltrée depuis débuts de l'alimentation (mm).

h_f : Potentiel succion au niveau du front d'humidification (mm) ($h_f < 0$).

h_0 : Hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm).

θ_i : Teneur en eau initiale du sol (en%).

θ_f : Teneur en eau finale du sol (à saturation) (en%).

H_f : Charge hydraulique (potentiel total) au niveau du front d'humidification (mm).

• Hypothèses simplificatrices du modèle :

⇒ Une teneur en eau de la zone de transmission constant dans le temps et dans l'espace.

⇒ Un front d'humidification très marqué.

⇒ Un potentiel matriciel h_f à l'aval du front constant également dans le temps et l'espace

Ces approximations s'appliquent de manière assez satisfaisante dans des sols initialement secs et texture grossière.

• Etablissement de la formule de Green-Ampt :

En appliquant de la formule de Darcy entre la surface du sol (0) et le front d'humidification (f).

On a pour la vitesse d'infiltration $i(t)$:

$$i(t) = K_S \frac{\Delta H}{\Delta Z} = K_S \frac{(H_0 - H_f)}{0 - Z_f} \quad (20)$$

Avec : $H_0 = h_0$ et $H_f = -Z_f + h_f$.

K_S : Conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h).

Soit :

$$i(t) = K_S \frac{h_0 + Z_f - h_f}{Z_f} \quad (21)$$

Ou encore :

$$i(t) = K_S \left(\frac{h_0 - h_f}{Z_f(t)} + 1 \right) \quad (22)$$

De plus, on voit que l'infiltration cumulative $I(t)$ (volume total d'eau infiltrée depuis le début du processus) est produit de la variation de teneur en eau $\theta_f - \theta_0$ () par profondeur du front d'humidification (Z_f).

$$i(t) = Z_f \cdot (\theta_f - \theta_0) \quad (23)$$

Soit :

$$Z_f(t) = \frac{I(t)}{(\theta_f - \theta_0)} \quad (24)$$

D'où :

$$i(t) = K_S \left(\frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_f - \theta_0)}{I(t)} + 1 \right) \quad (25)$$

Or on a aussi :

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt} \quad (26)$$

Donc l'équation de Green Ampt est une équation différentielle :

$$\frac{dI}{dt} = K_S \left(\frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_f - \theta_0)}{I(t)} + 1 \right) \quad (27)$$

Ou $h_f < 0$.

Remarque : On peut souvent négliger h_0 devant les autres termes pour simplifier l'équation. Pour un sol ressuyé. La teneur en eau initiale θ_f du sol peut être prise égale à la capacité de rétention (teneur en eau du sol ressuyé).

Texture du sol	Ks: conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)	h_f : Potentiel de succion (mm)	q_f : teneur en eau à saturation (en %)	Capacité de rétention (%) (capacité au champ)
Sable	120.40	49	44	0.06
Sable limoneux	30.00	61	44	11
Limon Sableux	10.90	110	45	19
Limon	3.30	89	46	23
Limon fin	6.60	170	5	28
Limon Argilo-Sableux	1.50	220	4	24
Limon Argileux	1.00	210	46	31
Limon fin Argileux	1.02	270	47	34
Argile sableuse	0.51	240	43	32
Argile limoneuse	0.51	290	48	37
Argile	0.25	320	48	38

Tableau (1-3) : Caractéristiques hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green Ampt.

CHAPITRE II

Propriétés des milieux poreux

Introduction :

Le sol se définit couramment comme la fine couche de la surface terrestre, résultant de la décomposition lente des roches par des processus physiques et chimiques et siège d'une activité biologique intense (Hillel, 1980). D'une manière générale, les milieux poreux sont des milieux perméables, comportent des vides interstitiels interconnectés appelés pores, assimilables macroscopiquement à un milieu continu à la différence d'un milieu fissuré Polyphasique.

Du point de vue des propriétés physiques, hydriques et mécaniques, le sol peut être Considéré comme un milieu poreux. Dans le cas le plus général, il se présente comme un système comprenant trois phases que l'on retrouve dans la nature : solide, liquide et gazeuse. La phase solide est représentée par les particules du sol, la phase liquide par l'eau du sol et la phase gazeuse par l'air du sol (Hillel, 1988). Les interactions physico-chimiques entre ces différentes phases font que nous sommes en présence d'un milieu très complexe.

Le caractère poreux résulte de l'organisation des constituants du sol à différents niveaux (Monnier et Stengel, 1982). Ceci fait que l'on distingue souvent l'assemblage des particules élémentaires (argiles, matières organiques, limons, sables) qui est un niveau d'organisation qui définit un premier système de porosité dit texturai en raison de l'importance qu'y prennent la constitution granulométrique et minéralogique du sol et l'agrégation désassemblages élémentaires en ensembles cohérents.

La fragmentation de ces derniers définit un autre niveau d'organisation qui donne naissance à un second système de porosité dit structural constitué de l'ensemble des fissures, vides ménagés par l'arrangement des mottes dans la couche travaillée, galeries d'origine biologique, qui viennent se superposer l'espace poral texturai. C'est dans cet espace poral ainsi défini que l'eau et l'air transitent ou sont retenus.

II.1. Propriétés du milieu poreux :

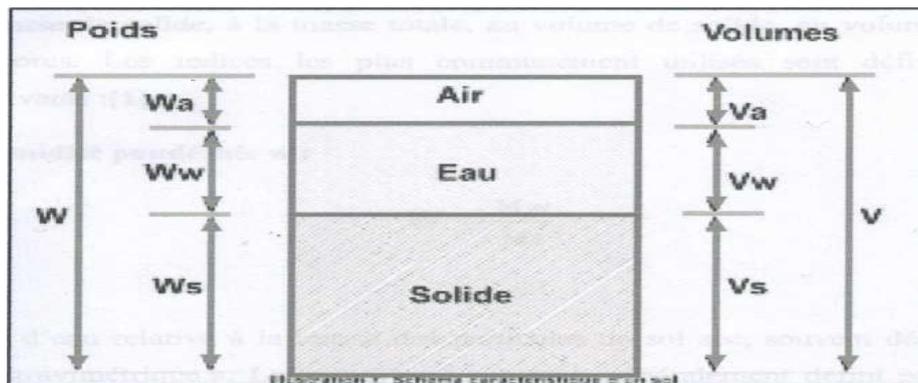


Figure (2-1) : Diagramme schématisé du système à trois phases (D'après Hillel, D.1984).

Une partie de l'espace poral est occupé par de l'air (phase gazeuse) et la partie restante par de l'eau. L'état de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types d'eaux;

- **L'eau libre ou encore gravitaire :** c'est une eau mobilisable par captage et participe donc l'écoulement liquide.
- **L'eau capillaire :** elle remplit les pores capillaires et tous les vides très étroits (entre deux Faces planes de deux agrégats par exemple). Les déplacements de cette eau dépendent des Lois propres à la capillarité et des conditions particulières au point considéré (nature de la Phase). C'est l'eau de la microporosité.
- **L'eau liée ou eau de rétention :** les molécules d'eau sont reliées aux grains de solide constituant la matrice poreuse par des forces d'attraction relativement importantes.
- **L'eau de constitution :** Qui fait partie de la constitution chimique des masses minérales présentes dans la phase solide du sol.
- **L'eau en phase vapeur :** D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible.

II.1.1. Teneur en eau relative ou humidité :

L'Humidité, ou teneur en eau relative du sol, peut être exprimée de diverses manières : par rapport à la masse de solide, à la masse totale, au volume de solide, au volume total et au volume des pores. Les indices les plus communément utilisés sont définis dans les paragraphes suivants :

II.1.1.a. L'Humidité pondérale w :

$$W = \frac{M_W}{M_S}$$

C'est la masse d'eau relative à la masse des particules de sol sec, souvent dénommée « la teneur en eau gravimétrique ». Le terme « sol sec » est généralement défini par le sèche à l'équilibre dans une étuve à 105°C⁰, quoique l'argile contienne souvent des quantités encore appréciables d'eau a cet état de dessiccation et même a plus hautes températures.

Un sol séché à l'air à température ordinaire contient plus d'eau que le sol sèche a l'étuve. Ceci est dû la vapeur d'eau qui reste absorbée et est souvent appelé l'hygroscopicité du sol. Dans un sol minéral saturé, w peut varier entre 25 et 60 % selon la densité apparente. L'humidité à saturation est en général plus élevée dans les sols argileux que dans les sols sableux. Dans les sols organiques, tels que les tourbes, l'humidité saturante sur base de poids peut parfois dépasser 100%.

II.1.1.b. La teneur en eau volumique θ :

$$\theta = \frac{V_W}{V_t} = \frac{V_W}{V_s + V_f}$$

La teneur en eau volumique est généralement calculé sur la base du volume total de sol plutôt que sur la base du volume des particules, seules. Dans les sols sableux, la valeur de θ à saturation est de l'ordre de 40 à 50 % ; dans les sols a texture moyenne, elle est d'environ 50 % et dans les sols Argileux, elle peut atteindre 60%. Dans ceux-ci, le volume relatif d'eau A saturation peut dépasser la porosité du sol sec, puisque les sols Argileux gonflent en se mouillant, pour exprimer la teneur en eau, θ est souvent plu, facile à utiliser que w , parce qu'elle se prête directement au calcul des flux et de quantités d'eau apportées au sol par l'irrigation ou la pluie et aux quantités soustraites du sol par l'évapotranspiration ou drainage.

II.1.1.c. Le degré de la saturation θ_s :

$$\theta_s = \frac{V_W}{V_s} = \frac{V_W}{V_a + V_w}$$

Cet indice souvent appelé simplement « saturation » exprime le volume d'eau présent dans le sol par rapport au volume des pores. L'indice θ_s varie de zéro dans un Sol sec à 100% est rarement atteinte, car il y a presque toujours un peu d'air piégé même dans un sol très mouillé. Ce n'est pas un bon indice pour les sols gonflants car leur porosité change avec l'humidité.

II.2. Indice des vides e :

$$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V_f}{V_t + V_f}$$

L'indice des vides est lui aussi un indice du volume relatif des pores mais il se rapporte au volume du solide et non au volume totale du sol. L'avantage de cet indice sur le précédent réside dans le fait qu'une modification du volume des pores ne change que le numérateur alors qu'un changement dans le volume des pores en terme de porosité fait varier le numérateur et le dénominateur de l'équation de définition. L'indice des vides est généralement préféré par les Ingénieurs et les mécaniciens des sols tandis que la porosité est plus utilisée en physique du sol appliqué à l'agriculture en général et varie entre 0.3 et 2.0.

II.3. La Texture du sol:

La taille des particules élémentaires d'un sol peut varier fortement certaines sont suffisamment grandes pour être vue à l'œil nu tandis que d'autres sont si petites qu'elles possèdent des propriétés colloïdales l'expression texture du sol renseigne sur la taille prédominante ou la gamme des tailles des particules de sol d'une manière qualitative et quantitative ; qualitativement elle réfère au toucher du matériau sol qu'il soit grossier et rugueux ou fin et moelleux ; un pédologue expérimenté peut dire en malaxant ou en frottant le sol avec ses doigts si celui-ci est de texture grossière ou fine quantitativement La texture du sol décrit les proportions relatives des diverses tailles des particules d'un sol donne la méthode traditionnelle pour caractériser la taille des particules dans les sols consiste à diviser ces particules en trois gammes de taille ou fractions texturales connues sous les noms de: Sable, limon et argile.

La désignation texturale complète ou classe est déterminée sur la base des rapports de masse de ces trois fractions. On donne des noms différents aux sols constitués en proportion différente de sable ; limon ou argile ainsi que la montre de diagramme triangulaire de la figure (1-2).

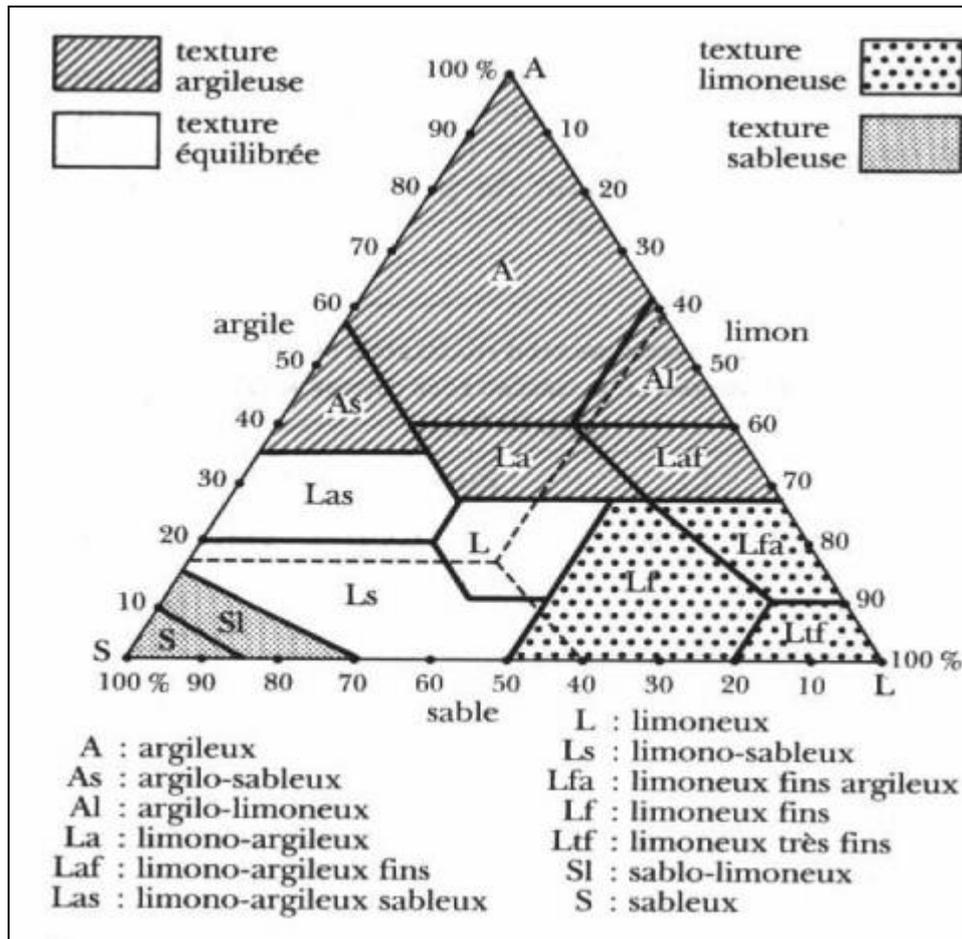


Figure (2-2) : Triangle des textures (d'après U.S département of agriculture).

II.4. L'analyse granulométrique :

L'étude granulométrique, ou granulométrie est l'ensemble des technique de laboratoire, permettant de déterminer les caractéristiques physiques, pétrographiques et géochimiques des roche meubles elle repose sur :

- L'examen microscopique : géométrie, forme, dimensions et disposition dans l'espace (arrangement) des grains et des vides ;
- L'étude pétrographique : nature des minéraux constituant les grains, argiles en particulier (échanges d'ions) ;
- Analyse chimique des grains : sels solubles ;
- L'analyse granulométrique : dimensions des grains.

II.4.a. Analyse granulométrique et paramètres granulométrique :

Une roche meuble, milieu poreux, est constituée d'un assemblage de particules solides ou grains. Leurs caractéristiques géométriques sont : Le diamètre et le surface. Celles du

réservoir sont leur répartition et leur disposition. L'analyse granulométrique a pour le but la mesure des diamètres des grains par des paramètres granulométrique.

II.4.b. Intérêt et but d'analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique est une opération importante qui doit être pratiquée systématiquement. Elle permet :

- Accéder aux caractéristiques des vides par celles des grains.
- De classer quantitativement les roches meubles et de dresser des cartes, trame de distribution spatiale des paramètres hydrodynamiques.
- De calculer les paramètres granulométriques.
- De procéder à l'équipement technique des puits et sondage ; calcul de l'ouverture des parties captantes (crépines), calibrage du gravier des massifs filtrants.

II.4.c. Phases et classification granulométrique :

Les dimensions des grains des roches meubles s'étalent dans une gamme, en général continue. L'Analyse granulométrique a pour but le tri, par des tamis standards, des grains en fourchettes de diamètres conventionnels, ce sont les phases granulométriques. Une première opération est donc le classement des grains en gammes de diamètres déterminés. C'est-à-dire l'établissement d'une classification granulométrique. La plus couramment utilisée est donnée dans le tableau suivant :

Désignations		Diamètres des grains (mm)
Argile		Plus petit que 0.002
Silt		0.002 à 0.06
Sable	Fin	0.06 à 0.25
	Moyen	0.25 à 0.5
	Gros	0.5 à 2
Gravier, gravillon		2 à 16
Caillou, pierre, bloc		Supérieur 16

Tableau (2-1) : Classification granulométrique des roches meubles.

II.4.d. Courbe granulométrique cumulative :

Le traitement statistique des données de l'analyse granulométrique, utilisé en hydrogéologie, est la courbe granulométrique cumulative.

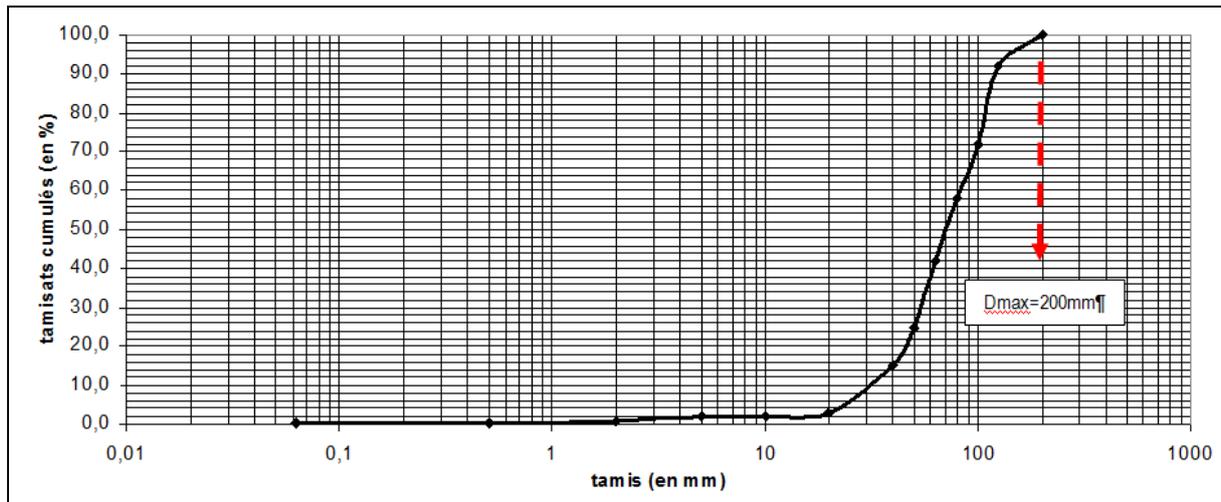


Figure (2-3) : Diagramme et courbe granulométrique cumulative.

II.4.e. Caractéristique de la courbe granulométrique cumulative :

Le couple de données granulométriques, concernant une phase granulométrique, diamètre et poids, obtenu par tamisage, est porté sur un papier graphique semi logarithmique. En abscisse logarithmique les diamètres des grains, en mm en valeurs décroissantes (ou croissantes), déterminés par les dimensions des mailles des tamis ; En ordonnées linéaires les poids cumulés en grammes, exprimés en pourcentage du poids de l'échantillon étudié. Le graphique obtenu, en joignant les points, est la courbe granulométrique cumulative. Le sédiment est représenté par le secteur du diagramme à gauche de la courbe.

II.4.f. Courbe granulométrique :

La position de la courbe dans le diagramme permet, par référence à la classification granulométrique portée en haut, de classer l'échantillon et de le désigner par un terme lithologique précis. Les résultats sont utilisés pour identifier les familles granulométriques bases de l'établissement de coupes et de cartes de la distribution spatiale des caractéristiques de la structure du réservoir.

La pente de la courbe donne une indication sur le type de granulométrie :

- Uniforme ou homogène, la pente est voisine de la verticale. La gamme des diamètres est étroite. A l'extrême avec une droite verticale tous les grains ont le même diamètre. Une formation de sables dunaires se rapproche de ce type.
- Variée ou hétérogène, la courbe s'étale dans le diagramme avec une large gamme de diamètre.

II.4.g. Calcul des paramètres granulométriques :

La courbe granulométrique permet de calculer deux paramètres granulométriques principaux : le diamètre caractéristique, d_x et le coefficient d'uniformité C_u ;

Le coefficient d'uniformité caractérise la répartition en taille des éléments qui composent un matériau de type sol. Il se calcule de la façon suivante :

$$C_u = d_{60}/d_{10}$$

Avec :

- C_u : le coefficient d'uniformité
- d_{60} : le tamis correspondant à 60% du passant cumulé sur la courbe granulométrique.
- d_{10} : le tamis correspondant à 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique.

Le diamètre caractéristique, d_x en mm, est mesuré par la valeur lue en abscisses correspondant à un pourcentage en poids cumulés, choisi arbitrairement en ordonnées. Le plus utilisé est le diamètre efficace, d_{10} , obtenu par la valeur 10% (exemple, figure 2-3 $d_{10} = 30\text{mm}$). D'autres diamètres caractéristiques peuvent être calculés comme le diamètre d_{60} ($d_{10}=80\text{mm}$).

Le coefficient d'uniformité, C_u sans dimensions attribue une valeur numérique à la pente de la courbe, C_u est calculé par l'expression :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Par convention, si le coefficient d'uniformité est compris entre 1 et 2 (2,5 pour certains auteurs). La granulométrie est dite uniforme. S'il est supérieur à 2 (ou 2.5) elle est variée.

II.5. La porosité :

Les formations renferment des pores (de petits espaces vides). La « porosité » s'entend du volume de l'espace poreux total du sol contenu dans un volume donné de matériau (roches ou sédiments). Elle s'exprime en pourcentage. Plus grande est la porosité d'une formation, plus grand est le volume d'eau que cette formation est à même de retenir. La porosité de formations de sable et de gravier peut atteindre 25-50 %, tandis que celle de certains substrats rocheux très denses peut être inférieure à 0,1 %. La porosité varie selon la formation. Plus grande est la porosité, plus grande est la quantité d'eau que la formation peut contenir.

II.5.a. La porosité totale :

La porosité totale ou porosité n est la propriété d'un milieu poreux ou fissuré, de comporter des vides interconnectés ou non. Elle est exprimée, en pourcentage par le rapport du volume des vides, V_v , d'un milieu, au volume totale, V_t de l'échantillon. Son inverse est la compacité.

La porosité

$$\eta = \frac{\text{volume de vides}}{\text{volume totale}} = \frac{V_v}{V_t} * 100 \text{ en \%}$$

II.5.b. La porosité efficace :

La Porosité efficace notée η_e , sans dimension, exprimée en pourcentage, la porosité efficace est celle qui est occupée par l'eau qui s'écoule, c'est donc celle qui devrait intéresser en premier les hydrogéologues. La définition exacte de la porosité efficace est le volume d'eau qui est extrait par gravité V_e , sur le volume total V_t et le milieu doit être initialement saturé en eau ; cette définition exclut l'eau liée de la porosité efficace.

$$\eta_e = \frac{\text{volume de vides}}{\text{volume totale}} = \frac{V_e}{V_t} * 100 \text{ en \%}$$

II.6. La perméabilité :

La perméabilité d'un milieu poreux, notée k , caractérise l'aptitude de se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient pression.

Cette constante caractéristique d'un milieu poreux, dépend de la forme des grains, de la porosité et de la connectivité des pores, donc indépendant des caractéristiques du fluide. Elle représente le volume de fluide traversant en une unité de temps, sous l'effet d'une unité de gradient de pression une unité de section orthogonale à la direction d'écoulement Elle s'exprime en L^2 .

Une corrélation généralement de la forme $K = N \cdot d_{10}^2$ qui permettent le calcul de la perméabilité d'un milieu poreux.

Avec, N facteur de forme, sans dimension, regroupant la porosité et la tortuosité qui représente le caractère non rectiligne des trajectoires $\left(N \alpha \frac{\omega}{T}\right)$.

D'autres équations qui calculent la perméabilité, citons par exemple celle tirée du modèle de Kozeny-Carman. Où le milieu poreux est assimilé à un ensemble de tubes dont la section à priori comme constante. Le diamètre de ces tubes est le diamètre des pores. Cette équation s'écrit :

$$k = \frac{\omega^3 \cdot d^2}{180 \cdot (1 - \omega)^2}$$

K en m/s	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
granulométrie homogène	gravier pur				Sable pur		Sable très fin			limons	argile		
granulométrie variée	gravier gros & moyen		gravier et sable			Sable et limons argileux							
degrés de perméabilité	TRES BONNE - BONNE					MAUVAISE					NULLE		
type de formation	PERMEABLE					SEMI - PERMEABLE					IMPERMEABLE		

Tableau (2-2) : valeurs de perméabilité selon Castany, G., 1992.

Sols	K en m/s
Sable de fontainebleau (grenu)	2. 10 ⁻⁵
Argile verte du Sannoisien (fin)	8. 10 ⁻¹⁰
Limon d'Orly (fin)	5. 10 ⁻⁸
Tourbe Bourgois (organique)	2. 10 ⁻⁸
Vase de Martrou (organique)	4. 10 ⁻⁹

Tableau (2-3) : valeurs de perméabilité de quelques sols.

II.7. Caractéristiques physiques d'un milieu poreux :

Le milieu perméable présente trois couples de caractéristiques physiques :

- **Continuité ou discontinuité :**

Le milieu poreux, comportant des vides interconnectés dans le sens de P écoulement, est dit continu. Les roches meubles, pourvues de pores et de roches compactes, découpées par un réseau de microfissures, constituent des milieux continus. Par contre les roches compactes à microfissures et karstiques sont des milieux discontinus.

- **Isotrope ou anisotrope :**

Un milieu est dit isotrope lorsque ses caractéristiques physiques (granulométrie en particulier) sont constantes dans les trois directions de l'espace. Dans le cas contraire il est anisotrope.

- **Homogénéité ou hétérogénéité :**

Un milieu est homogène lorsqu'il présente, en tous points dans le sens de l'écoulement, des caractéristiques physiques constantes. Dans le cas contraire, le milieu est hétérogène. Un

milieu homogène peut être isotrope ou anisotrope. Un milieu hétérogène est toujours anisotrope.

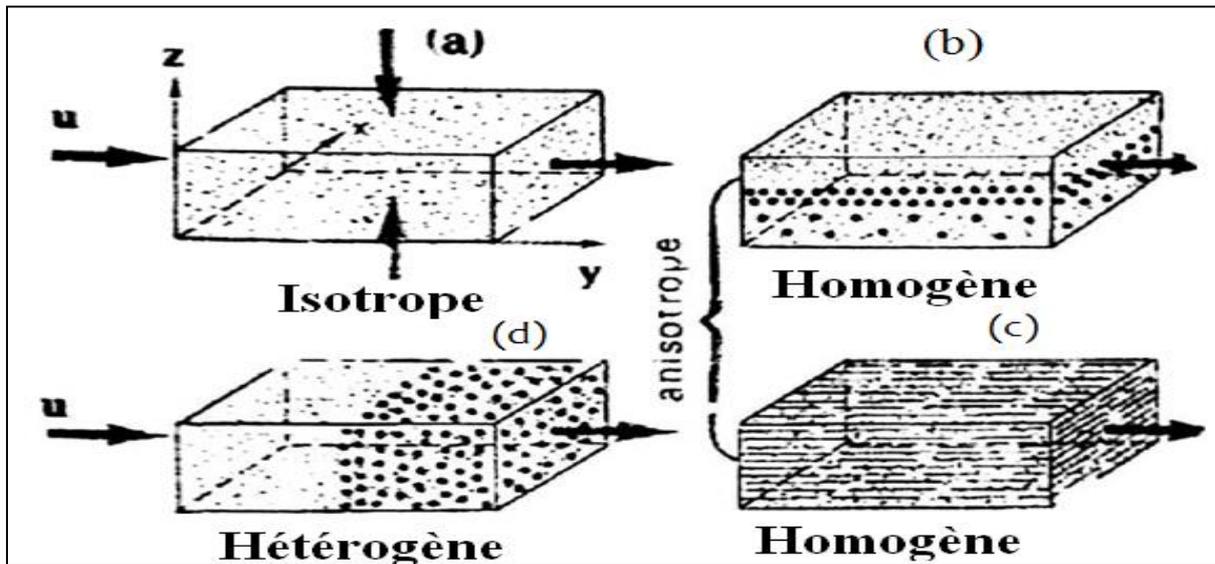


Figure (2-4) : Caractéristiques physiques d'un milieu poreux (D'après Castany, 1982).

Isotrope (a) et anisotrope (b, c, d). Homogénéité (b, d) et hétérogénéité (c).

II.8. Volume élémentaire représentatif :

Les milieux poreux sont caractérisés par une extrême complexité de la distribution des pores, irrégulière, aussi bien en forme qu'en taille. Ainsi si en théorie, il est possible de décrire ce système à l'échelle du pore, du fait de cette forte hétérogénéité, une telle description se révèle vite utopiste lorsque la taille du système augmente et que de plus en plus de volumes poreux sont mis en jeu. Par conséquent, il est nécessaire d'approximer le système par un autre plus facile à utiliser.

Les propriétés physiques qui caractérisent le milieu poreux peuvent être définies à l'aide de la notion de volume élémentaire représentatif (VER) ou théorie de continuité (Figure 2-5). Dans cette théorie le système physique réel discret est remplacé par un système continu dans lequel les propriétés physiques le décrivant varient continûment dans l'espace. La théorie de continuité repose sur l'hypothèse qu'un système physique réel peut être approximé par un système dans lequel les variations dans l'espace des propriétés étudiées sont suffisamment lisses pour permettre l'utilisation de calculs différentiels pour décrire le processus s'y déroulant.

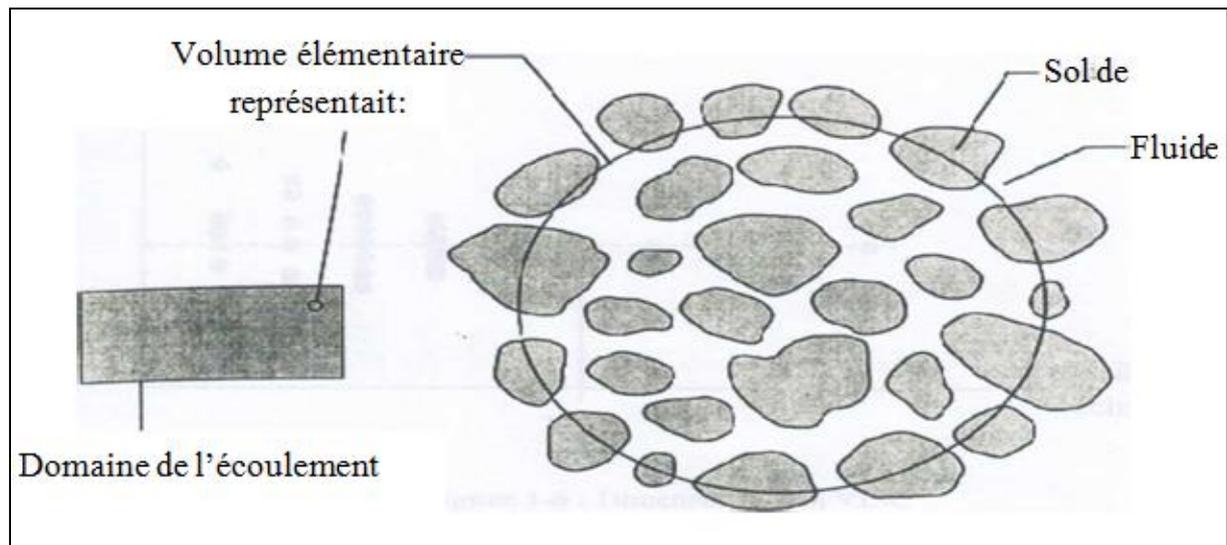


Figure (2-5) : volume élémentaire d'un milieu poreux.

Conclusion :

CHAPITRE III

La réalimentation des nappes

Introduction :

Face, aux besoins en eau sans cesse grandissants, le concept de recharge artificielle des nappes souterraines apparaît comme étant un moyen efficace d'établir une meilleure gestion des ressources en eau.

En effet, les objectifs visés par une recharge artificielle de nappe peuvent être multiples :

- Restauration d'une nappe surexploitée.
- Stockage d'eau en vue d'une utilisation ultérieure.
- Epuration naturelle des eaux usées par le sol.
- Stockage d'énergie sous forme d'eau chaude.

Les dispositifs de recharge artificielle sont principalement de deux types:

Infiltration dans des bassins ou épandage superficiel : l'eau percole à travers la zone non saturée du sol avant d'atteindre la nappe. Cette technique peut se pratiquer presque sous tous les climats, à condition cependant que celui-ci ne soit pas à pluviométrie trop élevée, et d'autant mieux si le climat est aride ou semi-aride. Par ailleurs, le sol doit avoir certaines caractéristiques que nous préciserons.

L'avantage principal des bassins est de pouvoir recevoir des eaux quasi-brutes: en effet, par passage dans le sol, les eaux de recharge subissent une épuration naturelle pratiquement totale.

Injection dans des puits : l'eau est directement amenée au niveau de la nappe. Ce procédé est notamment utilisé lorsqu'il existe une couche imperméable entre la surface du sol et la nappe. L'action épuratrice du sol intervenant peu pour les eaux d'injection, le traitement de celles-ci doit être plus élaborée que dans le cas de bassins.

Le choix d'un procédé dépend de plusieurs paramètres dont les principaux sont donc:

- Les caractéristiques hydrogéologiques du sol
- La qualité des eaux de recharge et leur compatibilité vis-à-vis des eaux natives du gisement.

Enfin, la réussite d'une opération de recharge est directement liée au phénomène de colmatage qui tend à freiner l'infiltration de l'eau de recharge dans les bassins ou les puits.

III.1. La réalimentation artificielle des nappes :

La réalimentation artificielle de nappe(RAN) permet d'équilibrer le bilan des flux et de modifier la qualité de l'eau d'un aquifère en compensant les prélèvements par des apports complémentaires «artificiels». La réalimentation artificielle peut être considérée comme un fait de l'homme ayant pour objectif d'augmenter l'infiltration naturelle d'eau superficielle vers le réservoir souterrain. La RAN peut se concevoir soit par l'intermédiaire de bassins, de forages, de puits, mais également en modifiant les conditions naturelles d'écoulement d'une rivière ou d'un lac. D'une façon générale la RAN englobe tous les moyens «artificiels» de réalimentation d'une nappe à partir d'eau superficielle. Les techniques de RAN sont utilisées de par le monde depuis plus de deux cents ans. Elles ont de nombreux objectifs que nous avons regroupés en trois classes:

✓ Gestion active d'un aquifère:

- augmentation de la quantité d'eau dans un aquifère;
- amélioration de la qualité de la ressource aquifère;
- gestion opérationnelle pour lutter contre des intrusions d'eau salée, des eaux trop minéralisées ou encore de l'eau polluée (barrage hydraulique, confinement); réutilisation d'eaux usées (urbaine ERU ou industrielle ER), diminution de l'emprise (légale) d'un aquifère exploité à des fins d'eau potable; augmentation du débit des rivières, maintien du débit d'étiage...

✓ Limitation de la subsidence.

✓ Gestion des eaux et des réservoirs pétroliers.

Les auteurs introduisent chacune de ces méthodes en illustrant leurs propos par des réalisations significatives de réalimentation artificielle de nappes profondes.

III.2. Caractérisation de l'unité géologique favorable par la recharge artificielle de nappe:

III.2.a. Nature des terrains :

Les terrains destinés à la recharge artificielle doivent avoir une perméabilité suffisante (10^{-2} à 10^{-5} m/s). En fait, c'est la valeur de la transmissivité qui intervient et par là la puissance ou encore l'épaisseur de la couche aquifère.

Suite à de nombreuses expériences, il apparaît que les formations aquifères favorables pour une recharge artificielle sont : les roches carbonatées karstiques, les basaltes (notamment lorsqu'ils sont fissurés), les sables, les alluvions.

III.2.b. Dimensions de l'aquifère :

Ce sont les limites géologiques et hydrauliques du réservoir que constitue l'aquifère, qui déterminent sa structure. Les nappes sont limitées, nous l'avons vu, dans leur partie inférieure par une couche imperméable de terrain ou encore par un fluide plus dense que l'eau du gisement.

Quand la nappe est libre, c'est la surface hydrostatique qui la limite dans sa partie supérieure.

Quand la nappe est captive, c'est la couche imperméable, ou toit, sous laquelle elle est "emprisonnée" qui constitue sa limite supérieure.

III.3. Physique d'une opération de recharge :

III.3.1. Cas des bassins d'infiltration :

Le système hydraulique que constitue une opération de recharge par bassin se décompose en deux parties distinctes :

⇒ l'infiltration proprement dite à travers la partie non saturée du sol : c'est le domaine des écoulements verticaux (I sur la figure 1);

⇒ le transfert de l'eau dans la zone saturée de l'aquifère : c'est le domaine des écoulements horizontaux (II sur la figure 1);

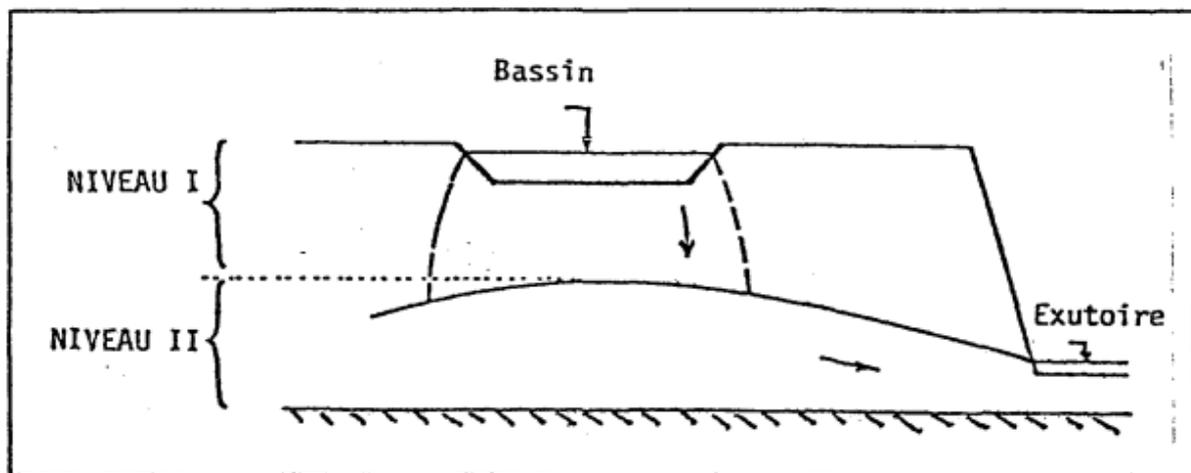


Figure (3-1) : Les phases dispositif d'infiltration.

III.3.2. Cas des puits d'injection :

Le système hydraulique dans le cas d'une recharge par injection est réduit au transfert du volume d'eau injectée (voir figure 2).

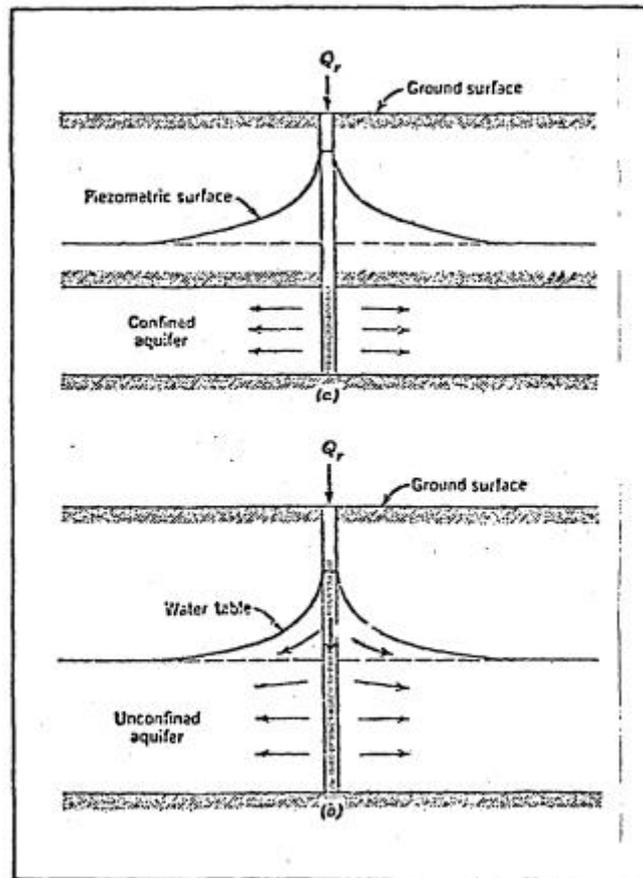


Figure (3-2): Le système hydraulique dans le cas d'une recharge par injection.

Les débits d'injection sont limités par les caractéristiques physiques de l'aquifère. En effet, au voisinage du puits, la vitesse d'écoulement des eaux souterraines ne doit pas dépasser la valeur au-delà de laquelle elles provoqueraient une érosion du terrain. Pour les nappes captives, cette érosion peut entraîner l'écroulement du toit.

Pour une recharge par injection, les calcaires, notamment lorsqu'ils sont profondément enfouis, sont favorables.

III.4. Dispositif d'alimentation artificielle de nappe souterraine :

Pour la mise en œuvre d'une alimentation artificielle de nappe souterraine on distingue, principalement, les dispositifs d'infiltration et les dispositifs d'injection. Ces deux types fondamentaux de dispositifs se différencient, nous allons le voir, aussi bien par leur fonctionnement que par leur technologie et leur gestion.

III.4.1. Dispositif d'infiltration

III.4.1.1. Condition générale d'utilisation :

Les dispositifs d'infiltration sont utilisés pour alimenter les nappes libres ou surmontées d'une épaisseur de terrain imperméable assez petite pour que l'on puisse la décaper. Il s'agit

essentiellement de bassins d'infiltration, mais aussi de canaux, fossés, fosses, lits de cours d'eau aménagés, zones d'épandage souterrain, puits filtrants ...

Ce sont en général des dispositifs de surface, exception faite pour les dispositifs d'épandage souterrain par réseau de drains.

III.4.1.2. Les dispositifs d'infiltration :

III.4.1.2.d. Les bassins d'infiltration :

⇒ **Principe** : il peut s'agir d'une excavation faite dans le sol et pouvant avoir des origines diverses (anciennes carrières par exemple), ou bien d'un ouvrage de génie civil comportant la construction de berges. Le bassin ainsi formé reçoit une certaine quantité d'eau qui, sous l'effet de la charge hydraulique, va pénétrer dans le sol.

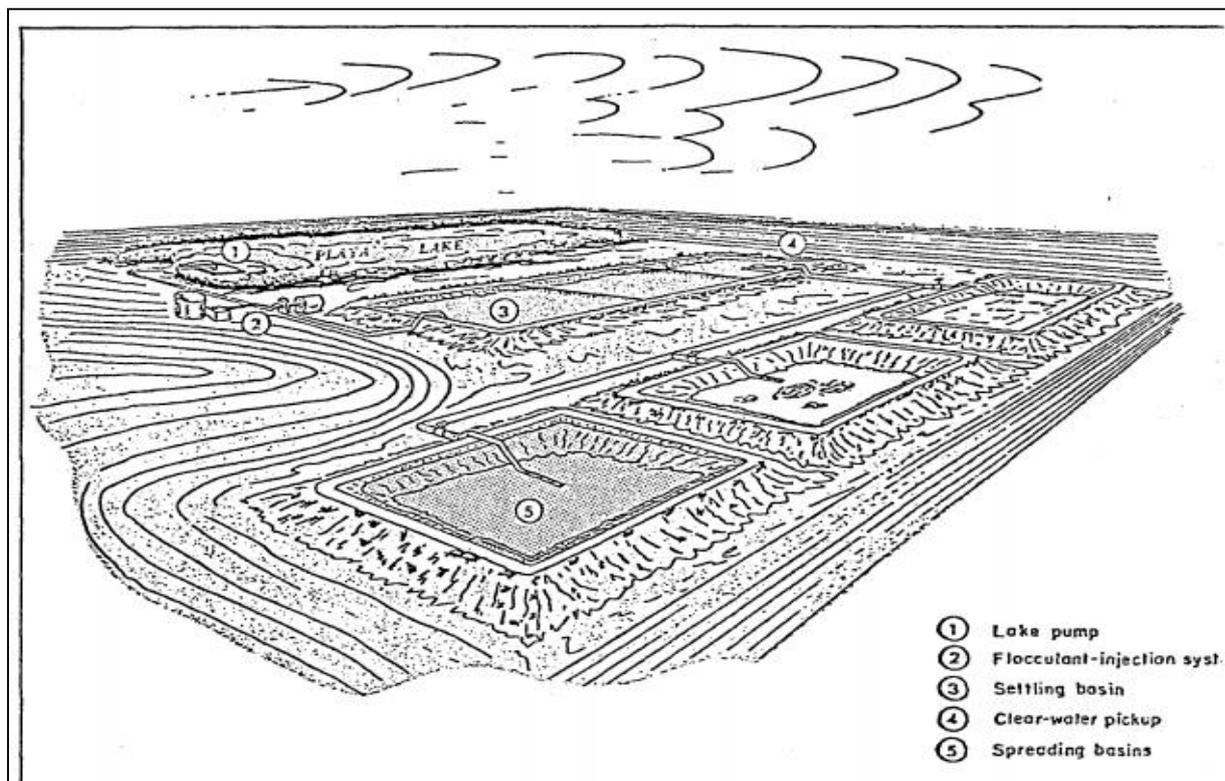


Figure (3-3) : un schéma d'ensemble d'une installation utilisant des bassins d'infiltration.

⇒ **Forme, dimensions des bassins** : la forme des bassins peut être quelconque. Cependant lorsque l'on utilise plusieurs bassins, on cherchera un encombrement au sol minimum.

Le nombre de bassins dépend de la gestion de ceux-ci; nous aborderons ce point plus loin.

Dans la réalisation d'un bassin d'infiltration, ou plus généralement d'un dispositif d'infiltration, une contrainte importante est la distance entre le sol et le niveau de la nappe. On estime qu'une distance de 3 à 5 m est un minimum pour assurer la bonne marche d'un bassin.

⇒ **Construction d'un bassin** : la construction d'un bassin ne peut se faire que sur des terrains relativement plats. Sa mise en œuvre peut se faire à l'aide d'un bulldozer ou par des moyens plus simples. Toutefois, en cas d'utilisation d'engins lourds, il faudra prendre garde à ce que leurs passages successifs n'entraînent pas un tassement excessif du sol qui se traduirait par une réduction significative du taux d'infiltration.

Les berges des bassins doivent être rendues imperméables par bétonnage ou dépôt de sédiments très fins; ceci, afin d'éviter toute infiltration horizontale. La pente recommandée pour les berges d'un bassin est de 2 pour 1 : on limite ainsi l'érosion due aux mouvements de l'eau dans le bassin. Enfin, pour faciliter la vidange du bassin, on procède à la création d'un point bas.

⇒ **Amenée de l'eau** : l'amenée de l'eau dans le bassin peut se faire par gravité ou par pompage. Ces dispositifs sont, en général, aussi des dispositifs aérateurs: en favorisant les conditions aérobies dans le bassin, on permet une épuration importante des eaux dans celui-ci.

⇒ **Revêtement du fond** : le revêtement du fond peut être varié : ainsi on distingue les bassins à fond nu, à végétation, à sable.

⇒ **Taux d'infiltration** : d'une manière générale, on peut dire qu'il est imprévisible et que l'on doit procéder à des essais. On dispose de deux types de méthodes pour ces essais

Suivant la nature du revêtement du fond, le taux d'infiltration est variable. Ainsi :

- Pour les bassins nus : 0,30 à 1 m par jour
- Pour les bassins à végétation : 0,20 à 0,60 m par jour
- Pour les bassins à sable : 2 à 5 m par jour.

⇒ Dispositifs de reprise des eaux : trois dispositifs sont utilisés pour récupérer les eaux après leur infiltration dans la couche non saturée du terrain et leur transfert dans l'aquifère :

- Les puits de pompage classiques.
- Les drains placés dans l'aquifère lui-même.
- Les exutoires naturels tels que les sources.

III.4.1.2.c. Les fossés, les canaux, les fosses :

Ces dispositifs sont assez semblables aux bassins. Néanmoins, on peut faire les remarques suivantes :

⇒ contrairement aux bassins, ces dispositifs utilisent l'infiltration horizontale à travers les berges. Celles-ci sont en général très relevées;

⇒ les fossés, de largeur plus réduite (1 à 4 m) que les bassins, s'adaptent mieux aux variations

de relief du terrain car ils peuvent épouser sans difficulté les courbes de niveau;

⇒ les fosses sont caractérisées par une profondeur importante vis-à-vis de ses autres dimensions. La charge hydraulique peut y être importante (plusieurs mètres). Leur utilisation est particulièrement intéressante pour l'infiltration d'eaux brutes : le fond et les bords jouant respectivement le rôle de plage de sédimentation et de filtration.

III.4.1.2.c. Lit de rivières aménagées :

Le principe de ce dispositif est essentiellement d'amplifier artificiellement l'infiltration naturelle des eaux de rivières dans les terrains alluvionnaires sous-jacents. Pour cela on peut :

⇒ Soit augmenter la surface de contact entre l'eau et le sol : c'est le cas d'un aménagement d'un lit mineur en chômage, ou de l'épandage des crues,

⇒ Soit augmenter la charge hydraulique en différentes zones du lit : c'est le cas avec la construction de diguettes,

⇒ Soit les deux : c'est le cas avec la réalisation d'une retenue.

III.4.1.2.d. Epandage souterrain par réseau :

Le principe de ce dispositif reste le même que celui d'un bassin mais la plage d'infiltration est alors constituée par un drain perméable enterré dans la partie supérieure du sol.

La figure (3-4) donne deux exemples de drains fonctionnant en dispositifs d'infiltration.

L'avantage majeur de ce procédé sur les bassins d'infiltration est de laisser les terrains libres en surface pour une autre utilisation (terrain de sports par exemple).

Le principal défaut de ce procédé est d'être un dispositif souterrain donc d'être délicat à entretenir.

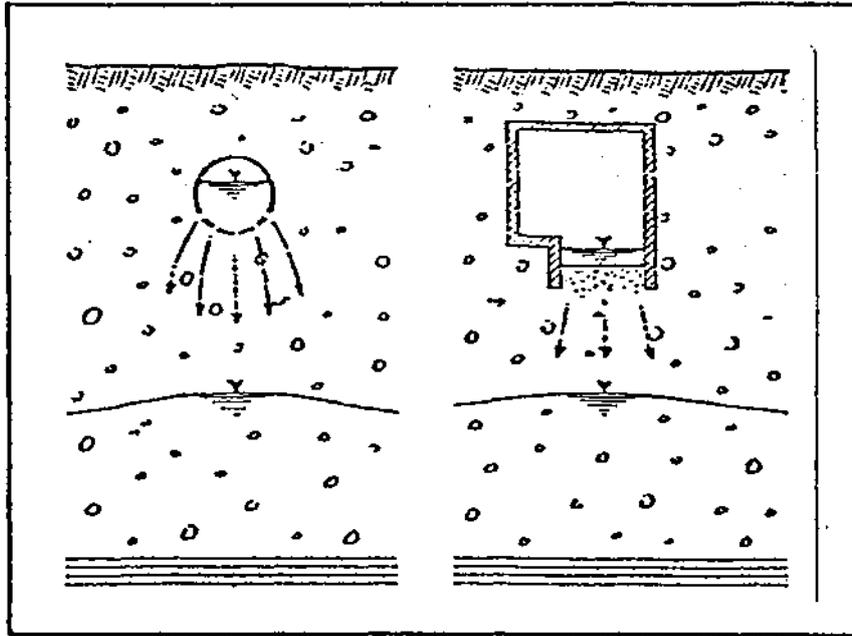


Figure (3-4) : Le schéma de drains fonctionnant en dispositifs d'infiltration.

III.4.1.2.e. Puit filtrant :

Le puits filtrant se différencie du puits d'eau par le fait qu'il n'atteint pas la nappe. C'est un procédé assez peu utilisé.

III.4.2. Dispositif des puits d'injection :

Il s'agit principalement des puits d'injection.

III.4.2.3. Condition générale de fonctionnement :

Les dispositifs d'injection sont utilisés là où les dispositifs d'infiltration sont impossibles ou difficiles à mettre en œuvre :

- Cas où la nappe phréatique est captive.
- Existence d'une couche d'argile entre le sol et le niveau de la nappe.
- Cas où le sol est alcalin.
- Existence de terrains en couches superposées sédimentaires ou alluviaux, ayant une conductivité hydraulique horizontale beaucoup plus élevée que la conductivité verticale.
- Nécessité d'un encombrement réduit.

III.4.2.2. Principe de fonctionnement des puits d'injection :

Comme nous l'avons vu plus haut, un puits d'injection est un forage "plongeant" dans la nappe. Son principe est donc tout à fait semblable, en première approximation, à celui d'un puits de pompage fonctionnant en sens inverse.

Enfin, contrairement au cas des dispositifs d'infiltration, le colmatage, même léger, n'a aucune fonction épuratrice dans le cas d'un puits d'injection. Il devra donc être évité à tout prix.

III.4.2.3. Les puits d'injection :

⇒ Construction :

Dans leur construction, les puits d'injection sont des forages classiques. La figure (3-5) donne le schéma d'une installation complète d'injection.

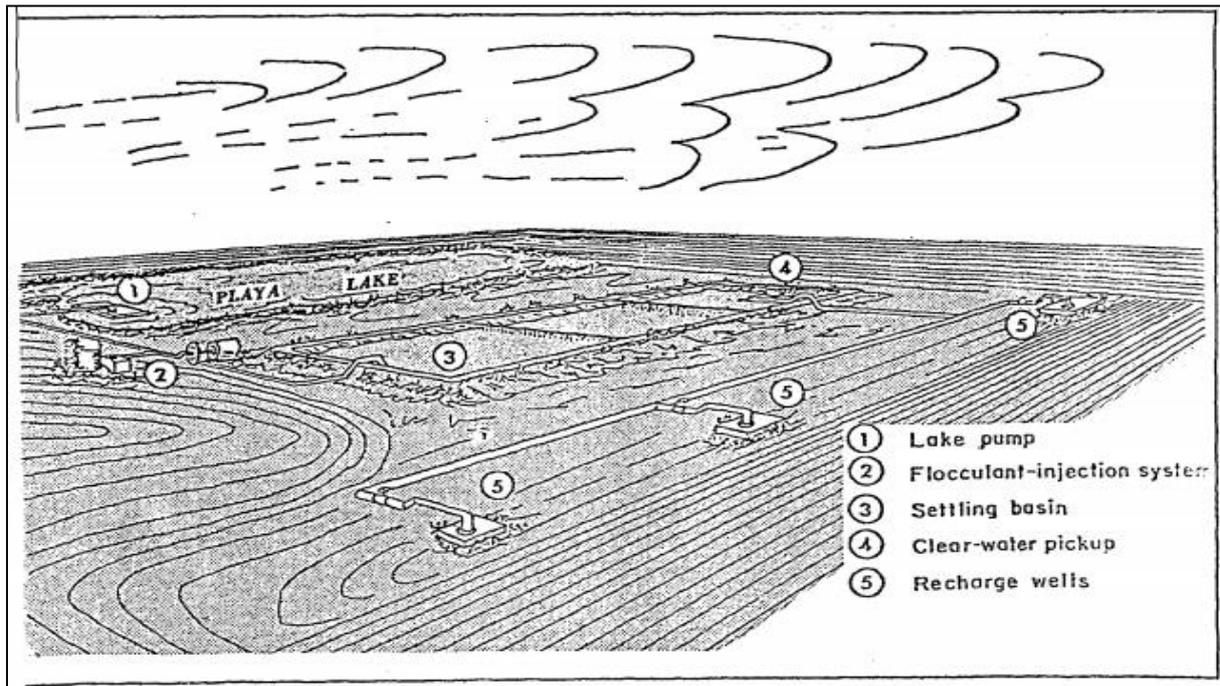


Figure (3-5) : le schéma d'une installation complète d'injection.

Pour les puits d'injection, il n'existe pas de dessin optimum mais certaines techniques de construction donnent manifestement de meilleurs résultats que d'autres. Toute technique de construction qui réduit la perméabilité du terrain, comme cela est le cas avec l'invasion des terrains entourant les puits par les boues de forage ou bien, avec l'effondrement des particules fines dans le puits, peut conduire à une perte définitive de perméabilité.

L'envahissement du puits par des particules fines peut être contrecarré par la constitution autour du trou de forage, d'un écran de graviers suffisamment petits pour empêcher la migration des fines particules et, assez gros pour ne pas gêner l'écoulement. La figure 18 donne une coupe de cet écran.

Enfin, la circulation de l'eau dans le puits d'injection doit être étudiée pour ne produire ni érosion, ni effondrement des terrains qui pourrait se traduire par un colmatage du puits par les matériaux fins.

⇒ Amenée l'eau dans le puits :

L'introduction de l'eau de recharge dans l'aquifère peut se faire sous la pression atmosphérique ou sous une pression plus élevée.

Contrairement au cas des dispositifs d'infiltration, l'air contenu dans l'eau doit être éliminé au maximum. En effet, l'entraînement de bulles d'air ou de gaz dissous joue un rôle capital vis-à-vis du colmatage. Certaines précautions sont à prendre : nous les examinerons plus loin.

⇒ Taux d'injection :

La prévision du taux d'injection peut se faire à partir d'essais de pompage. Cependant différents facteurs rendent souvent peu fiables les extrapolations à partir de ces essais. En effet, la différence entre une injection et un pompage ne se limite pas à un changement de sens du flux d'eau : des problèmes liés à la présence de MES, d'air, de substances chimiques et organiques interviennent. C'est pourquoi les débits d'injection sont toujours plus faibles que les débits du pompage.

Conclusion :

La réalimentation des nappes permet l'augmentation de la quantité d'eau disponible et en améliore souvent la qualité ; c'est donc un procédé intéressant pour les zones arides et semi arides car l'évaporation intervient moins que pour un réservoir d'eau à ciel ouvert. Il est aussi avantageux pour les pays développés puis qu'il permet de développer la ressource en eau tout en assurant une certaine épuration des eaux brutes ou usées que l'on infiltre.

CHAPITRE IV

Essais expérimentaux de recharge

Introduction :

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

Les essais ont été réalisés sur un banc de drainage, où nous avons aménagé un puit d'injection dans une couche de sable. Une fraction saturée représente un aquifère libre. On peut alors simuler une alimentation de la nappe par injection à travers le puits, et observer à l'aide de piézomètres l'évolution de la charge dans l'aquifère. Le but de ces essais est de suivre l'évolution de la surface piézométrique de la nappe suite à l'injection d'eau à travers le puits.

L'expérimentation envisagée doit obéir à des règles rigoureuses afin d'aboutir à des résultats fiables. Il est donc très recommandé de suivre les étapes suivantes :

- Bien nettoyer le sable et éliminer toute l'argile.
- Faire fonctionner le circuit hydraulique du banc avant le remplissage et ceci pendant une durée d'au moins une demie heure et noter toute fluctuation dans le débit de la pompe.
- Ne remplir le banc que lorsqu'on est sûr que tout est en règle.
- Le sable doit être immergé directement dans l'eau pour éviter l'occlusion de l'air.
- Le sable doit être soigneusement réparti sur la surface du banc.
- Tous les piézomètres doivent répondre correctement.
- Régler la table des lectures bien horizontalement et parallèle au niveau de référence choisi.
- En fin, effectuer plusieurs essais préliminaires pour s'habituer aux lectures et aux réglages.

Quelque soit le temps que l'on passe à la préparation des essais expérimentaux, les résultats, et tout le travail en dépend.

IV.1. Dispositif expérimental :

IV.1.1 Equipement utilisé :

Le matériel utilisé consiste en un banc de drainage composé d'un réservoir de forme rectangulaire fabriqué en métal inoxydable (émaillé) pouvant être rempli d'un sable de granulométrie variant entre 0.05 - 4 mm.

On 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.

Un tube en pvc et crépiné sur sa partie inférieure est implanté dans la couche de sable jusqu'à la base. L'épaisseur de la couche de sable est de 50 cm.

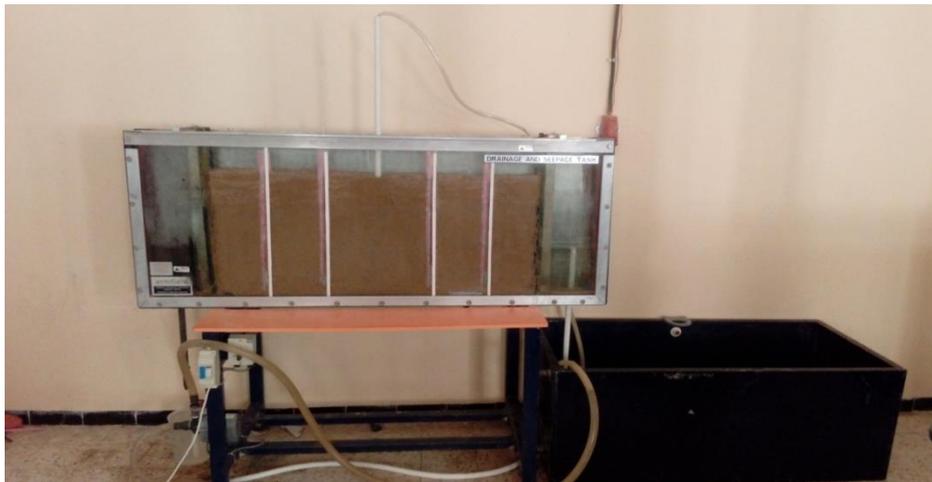


Figure (4-1) : Banc de drainage.

Un perméamètre à charge constante utilisé pour déterminer la perméabilité du sable utilisé.

Un tamiseur est utilisé pour déterminer la granulométrie du sable utilisé, les séries de tamis employé comprend respectivement des diamètres suivant : 0.05 mm ,0.2 mm ,0.5 mm , 1mm et 4 mm.

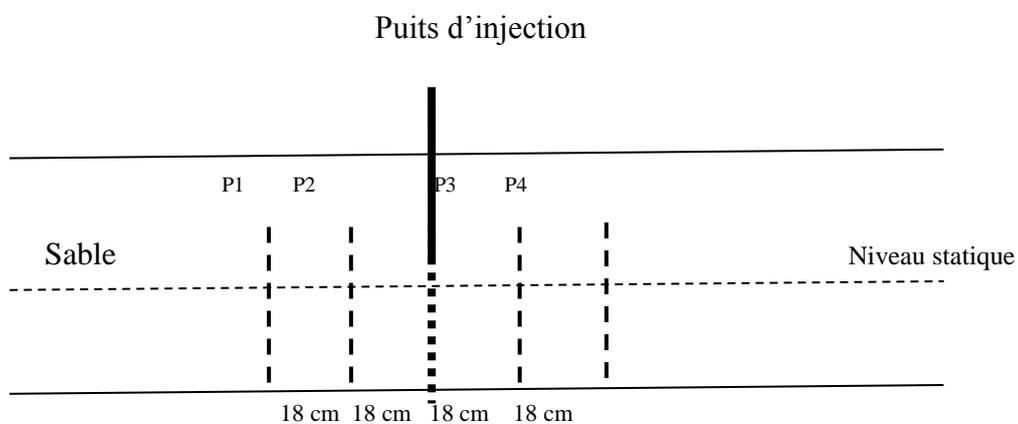


Figure : Schéma du dispositif

IV.1.2. Matériau utilisé :

Le sable est de granulométrie variant entre 0.02 mm et 4 mm (Cf....Courbe granulométrique).

IV.1.4. Courbe granulométrique du sable utilisé :

Comme signalé précédemment, l'analyse granulométrique du sable utilisé a été effectuée et la courbe granulométrique a été dressée après tamisage à sec d'un échantillon de 500g. La série de tamis qui utilisé dans l'essai employé comprend respectivement des diamètres suivant : 0.05mm – 0.2mm – 0.5mm – 1mm – 4mm.

Lors l'essai et après de utilisation la pareille « Tamiseur » J'ai trouvée le poids de la granulométrique du sable à chaque diamètre de tamis :

diamètre (mm)	poids (g)	tamisât	tamisât cumulé (%)
0.02	0	0	0
0.05	1,08	0,216	0,216
0.2	60,88	12,176	12,392
0.5	190,16	38,032	50,424
1	169,34	33,868	84,292
4	78,54	15,708	100
Σ	500	100	

Tableau (4-2): les Valeur des tamisâtes cumulé (%) par apport les diamètres des tamis.

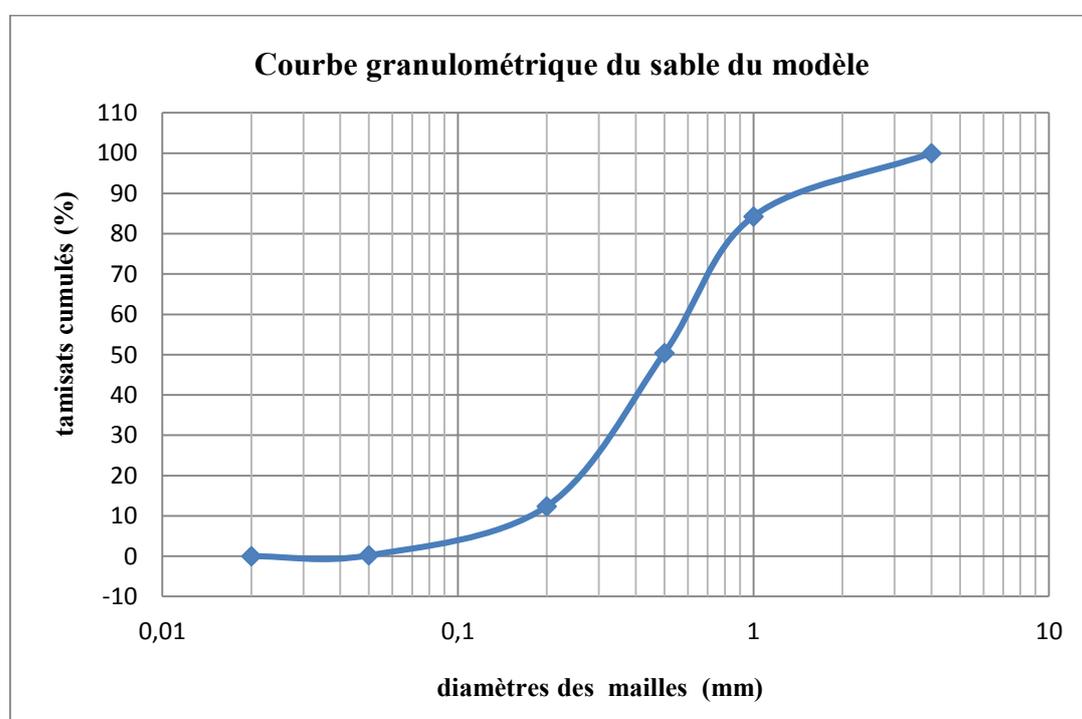


Figure (4-2) : Courbe granulométrique du sable du modèle.

Le coefficient d'uniformité (HAZEN) $U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.6}{0.18} = 3.33 > 2$ le milieu est non homogène (hétérogène).

IV.1.3. Détermination la perméabilité du sable :

La perméabilité de l'échantillon de sable a été déterminée au laboratoire à l'aide d'un perméamétrie à charge variable (photo de l'appareil en annexe) selon la méthode de Darcy.

$$Q = k \cdot i \cdot S$$

Q : est le débit filtré à travers l'échantillon ou volume recueilli par de temps,

L : est la longueur de l'échantillon = 590 mm.

H = 610 mm.

i : est le gradient hydraulique $i = \frac{H}{L} = 1.0339$,

S : est la section de l'échantillon, $S = \frac{D^2 \times \pi}{4} = 78.5 \text{ cm}^2$,

D: diamètre intérieur du tube

K : est le coefficient de perméabilité du sable : $K = Q / (i \times S)$.

$$i \times S = 1.0339 \times 78.5 = 81,16115 \text{ cm}^2.$$

	H (cm)	i	Tps. (sec.)	Vol. filtré (cm ³)	Q (cm ³ /s)	K (cm/s)
Essai N°1	61	1,0339	30	190	6,3333	0,0780
Essai N°2	61	1,0339	30	188	6,2667	0,0772
Essai N° 3	61	1,0339	30	186	6,2	0,0763

Tableau (4-1) : Les essais du calcul de la perméabilité du sable.

Lors de l'essai un volume entre 186 et 190 cm³ a filtré en 30 secondes, ce qui équivaut à un débit moyen de 6.2667 cm³/s. Le gradient hydraulique étant égal à 1.033, la perméabilité de ce sable est prise égale à $7.72 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Cette valeur de perméabilité est dans la gamme de celles recommandées pour ce type de modèle.

IV.2. Conduite des essais :

Après vérification du dispositif, et s'assurant de l'absence de fuites au niveau du bassin, on remplit le banc avec de l'eau puis on dispose le sable.

On vérifie la réponse des piézomètres, la charge devant être sensiblement la même le long du système aquifère, c'est le niveau statique de la nappe. On fixe comme niveau de référence la base du banc qui est le substratum de la nappe.

Les injections sont effectuées à l'aide d'un plan surélevé, au dessus du banc. Les lectures dans les piézomètres correspondent aux charges hydrauliques.

Après les tests préliminaires, on choisit les débits d'injection pour les essais définitifs, respectivement :

- ✓ $Q_1 = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$,
- ✓ $Q_2 = 5.3310^{-3} \text{ l/s}$
- ✓ $Q_3 = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$

Pour chaque essai, on choisit l'épaisseur de la nappe, respectivement, 10 cm, 18 cm et 25 cm.

IV.2.1. Essai n°1 (08 Avril 2018) :

Débit d'injection : $Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$,

Temps (min)	H ₁ (cm)			H ₂ (cm)			H ₃ (cm)			H ₄ (cm)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
1	13,4	21,4	28,4	16,6	24,4	31,6	17,2	25,2	32,4	13,4	21,6	28,8
2	14,6	22,2	29,2	18,8	26,2	33,2	18,8	26,6	33,9	14,4	22,4	29,5
3	15	22,6	29,5	19,6	27	33,8	19,6	27,2	34,6	14,8	22,7	29,7
4	15,3	22,8	29,7	20	27,4	34	20	27,6	35	15,1	22,9	29,9
5	15,5	23	29,8	20,4	27,6	34,1	20,4	27,8	35,1	15,3	23	30
6	15,6	23,1	29,8	20,6	27,8	34,1	20,6	27,9	35,1	15,4	23,1	30
7	15,7	23,1	29,8	20,8	27,9	34,1	20,8	28	35,1	15,5	23,1	30
8	15,7	23,1	/	20,8	28	/	20,8	28	/	15,5	23,1	/
9	15,7	23,1	/	20,8	28	/	20,8	28	/	15,5	23,1	/

Tableau (4-3) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Dans le tableau ci-dessus on a présenté les lectures effectuées sur les piézomètres au cours de l'injection d'un débit continu de $2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s. La durée de l'essai est de 9 minutes, temps qui a suffi à saturer la couche de sable.

A partir des charges observées on a déduit les vitesses de remontée des eaux dans les piézomètres au cours de l'injection, présentées dans le tableau suivant :

T (min)	V ₁ (cm/s)			V ₂ (cm/s)			V ₃ (cm/s)			V ₄ (cm/s)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,057	0,057	0,057	0,110	0,107	0,110	0,120	0,120	0,123	0,057	0,060	0,063
2	0,020	0,013	0,013	0,037	0,030	0,027	0,027	0,023	0,025	0,017	0,013	0,012
3	0,007	0,007	0,005	0,013	0,013	0,010	0,013	0,010	0,012	0,007	0,003	0,003
4	0,005	0,003	0,003	0,007	0,007	0,003	0,007	0,007	0,007	0,005	0,003	0,003
5	0,003	0,003	0,002	0,007	0,003	0,002	0,007	0,003	0,002	0,003	0,003	0,002
6	0,002	0,002	0	0,003	0,003	0	0,003	0,002	0	0,002	0,002	0
7	0,002	0	0	0,003	0,002	0	0,003	0,002	0	0,002	0	0
8	0	0	/	0	0,002	/	0	0	/	0	0	/
9	0	0	/	0	0	/	0	0	/	0	0	/

Tableau (4-4) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.833 \cdot 10^{-3}$ l/s).

III.3.2.b. Essai n°2 (08 Avril 2018) :

Débit d'injection : $Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s,

Temps (min)	H ₁ (cm)			H ₂ (cm)			H ₃ (cm)			H ₄ (cm)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
1	15,6	23,8	30,4	21,4	29,2	36,2	22	30,2	37,2	15,8	24	30,8
2	17,6	25	31,6	25	32	38,8	25,2	32,4	39,2	17,7	25,2	32
3	18,4	25,8	32,2	26,4	33,2	39,8	26,4	33,6	40,4	18,7	25,8	32,6
4	19	26,2	32,6	27,4	34	40,8	27,4	34,2	41,2	19,2	26,2	33
5	19,4	26,6	32,9	28	34,6	41	28	34,8	41,6	19,6	26,6	33,2
6	19,7	26,8	33,1	28,4	34,9	41,2	28,4	35,1	41,8	19,8	26,8	33,4
7	20	27	33,2	28,8	35,2	41,4	28,8	35,4	41,9	20	27	33,5
8	20,3	27,1	33,3	29,1	35,3	41,5	29,1	35,5	42	20,2	27,1	33,6
9	20,6	27,2	33,4	29,4	35,4	41,6	29,4	35,6	42	20,4	27,2	33,6
10	20,8	27,2	33,4	29,6	35,4	41,6	29,6	35,6	42	20,6	27,2	33,6
11	20,9	27,2	/	29,8	35,4	/	29,8	35,6	/	20,8	27,2	/
12	21	/	/	30	/	/	30	/	/	21	/	/
13	21,1	/	/	30,2	/	/	30,2	/	/	21,1	/	/
14	21,2	/	/	30,3	/	/	30,3	/	/	21,2	/	/
15	21,3	/	/	30,4	/	/	30,4	/	/	21,2	/	/
16	21,3	/	/	30,4	/	/	30,5	/	/	21,2	/	/
17	21,3	/	/	30,4	/	/	30,5	/	/	21,2	/	/
18	21,3	/	/	30,4	/	/	30,5	/	/	21,2	/	/

Tableau (4-5) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

T (min)	V ₁ (cm/s)			V ₂ (cm/s)			V ₃ (cm/s)			V ₄ (cm/s)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,093	0,097	0,090	0,190	0,187	0,187	0,200	0,203	0,203	0,097	0,100	0,097
2	0,033	0,020	0,020	0,060	0,047	0,043	0,053	0,037	0,033	0,032	0,020	0,020
3	0,013	0,013	0,010	0,023	0,020	0,017	0,020	0,020	0,017	0,017	0,010	0,010
4	0,010	0,007	0,007	0,017	0,013	0,017	0,017	0,010	0,017	0,008	0,007	0,007
5	0,007	0,007	0,005	0,010	0,010	0,003	0,010	0,010	0,007	0,007	0,007	0,003
6	0,005	0,003	0,003	0,007	0,003	0,003	0,007	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
7	0,005	0,003	0,002	0,007	0,007	0,003	0,007	0,007	0,002	0,003	0,003	0,002
8	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0,002	0,003	0,002	0,002
9	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0	0,003	0,002	0
10	0,003	0	0	0,003	0	0	0,003	0	0	0,003	0	0
11	0,002	0	/	0,003	0	/	0,003	0	/	0,003	0	/
12	0,002	/	/	0,003	/	/	0,003	/	/	0,003	/	/
13	0,002	/	/	0,003	/	/	0,003	/	/	0,002	/	/
14	0,002	/	/	0,002	/	/	0,002	/	/	0,002	/	/
15	0,002	/	/	0,002	/	/	0,002	/	/	0,000	/	/
16	0	/	/	0	/	/	0,002	/	/	0	/	/
17	0	/	/	0	/	/	0	/	/	0	/	/
18	0	/	/	0	/	/	0	/	/	0	/	/

Tableau (4-6) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

III.3.2.c. Essai n°3 (08 Avril 2018) :

Débit d'injection : $Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s,

Temps (min)	H ₁ (cm)			H ₂ (cm)			H ₃ (cm)			H ₄ (cm)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
1	18,2	25,6	32,8	26	33,2	40,8	27,6	35,4	42	18,6	26,2	33,2
2	20,8	27,4	35,2	30,8	37	45,6	31,6	37,8	46,4	20,8	27,6	35,4
3	22	28,2	36,4	32,6	38,4	47,8	33,4	39	48,4	21,8	28,2	36,6
4	22,8	28,8	36,8	33,6	39,4	48,6	34,4	40	49	22,4	28,8	37
5	23,4	29,4	37	34,4	40,2	48,8	35	40,8	49,2	23	29,2	37,2
6	23,8	30	37	34,8	41,2	48,9	35,4	41,8	49,2	23,4	30	37,2
7	24,2	30,6	37	35,2	42	48,9	35,8	42,4	49,2	23,6	30,4	37,2
8	24,4	31	37	35,8	42,6	48,9	36,4	43	49,2	23,8	30,8	37,2
9	24,8	31,2	/	36,4	43	/	36,8	43,4	/	24,1	31	/
10	25	31,4	/	36,8	43,2	/	37,2	43,6	/	24,4	31,2	/
11	25,2	31,6	/	37,1	43,4	/	37,4	43,8	/	24,6	31,3	/
12	25,4	31,7	/	37,4	43,6	/	37,8	44	/	24,8	31,4	/
13	25,6	31,8	/	37,6	43,8	/	38	44	/	25	31,4	/
14	25,8	31,8	/	38	43,8	/	38,2	44	/	25,2	31,4	/
15	25,8	/	/	38,2	/	/	38,4	/	/	25,4	/	/
16	25,8	/	/	38,4	/	/	38,7	/	/	25,6	/	/
17	25,8	/	/	38,5	/	/	38,8	/	/	25,6	/	/
18	25,8	/	/	38,6	/	/	38,8	/	/	25,6	/	/
19	25,8	/	/	38,6	/	/	38,8	/	/	25,6	/	/
20	25,8	/	/	38,6	/	/	38,8	/	/	25,6	/	/

Tableau (4-7) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

T (mn)	V ₁ (cm/s)			V ₂ (cm/s)			V ₃ (cm/s)			V ₄ (cm/s)		
	10	18	25	10	18	25	10	18	25	10	18	25
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,137	0,127	0,130	0,267	0,253	0,263	0,293	0,290	0,283	0,143	0,137	0,137
2	0,043	0,030	0,040	0,080	0,063	0,080	0,067	0,040	0,073	0,037	0,023	0,037
3	0,020	0,013	0,020	0,030	0,023	0,037	0,030	0,020	0,033	0,017	0,010	0,020
4	0,013	0,010	0,007	0,017	0,017	0,013	0,017	0,017	0,010	0,010	0,010	0,007
5	0,010	0,010	0,003	0,013	0,013	0,003	0,010	0,013	0,003	0,010	0,007	0,003
6	0,007	0,010	0	0,007	0,017	0,002	0,007	0,017	0	0,007	0,013	0
7	0,007	0,010	0	0,007	0,013	0	0,007	0,010	0	0,003	0,007	0
8	0,003	0,007	0	0,010	0,010	0	0,010	0,010	0	0,003	0,007	0
9	0,007	0,003	/	0,010	0,007	/	0,007	0,007	/	0,003	0,003	/
10	0,003	0,003	/	0,007	0,003	/	0,007	0,003	/	0,007	0,003	/
11	0,003	0,003	/	0,005	0,003	/	0,003	0,003	/	0,003	0,002	/
12	0,003	0,002	/	0,005	0,003	/	0,007	0,003	/	0,003	0,002	/
13	0,003	0,002	/	0,003	0,003	/	0,003	0	/	0,003	0	/
14	0,003	0	/	0,007	0	/	0,003	0	/	0,003	0	/
15	0	/	/	0,003	/	/	0,003	/	/	0,003	/	/
16	0	/	/	0,003	/	/	0,005	/	/	0,003	/	/
17	0	/	/	0,002	/	/	0,002	/	/	0	/	/
18	0	/	/	0,002	/	/	0	/	/	0	/	/
19	0	/	/	0	/	/	0	/	/	0	/	/
20	0	/	/	0	/	/	0	/	/	0	/	/

Tableau (4-8) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

IV.3.2. Interprétation des résultats :

IV.3.2.1. Essai n°1, Courbes de variation de la charge sous l'injection:

A partir des observations effectuées, on trace les courbes de variation de la charge dans les piézomètres, pour différentes épaisseurs initiales. Le débit d'injection est $Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$.

Sur les graphes obtenus (fig), on remarque la même allure générale des courbes. Un ajustement logarithmique donne une relation générale de forme $h = a \ln t + h_0$.

Deux paires de courbes se distinguent selon la distance des piézomètres concernés par rapport au puits d'injection. L'augmentation de la charge est rapide au début du processus puis s'estompe au fur et à mesure que le gradient de charge entre le puits d'injection et le niveau de la nappe diminue.

Le paramètre a dépend de la nature du matériau et de l'état initial de la nappe, surtout de la zone saturée. h_0 est le niveau de la nappe à l'origine (avant l'injection)

Débit d'injection Q (l/s)	Epaisseur initiale de la nappe h (cm)	Paramètre a (cm/min)	h_0 (cm)
$2.83 \cdot 10^{-3}$	10	0.62 à 1.21	10
$2.83 \cdot 10^{-3}$	18	0.58 à 1.13	18
$2.83 \cdot 10^{-3}$	25	0.58 à 1.17	25

✓ Débit d'injection : $Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s, épaisseur de la nappe 10 cm

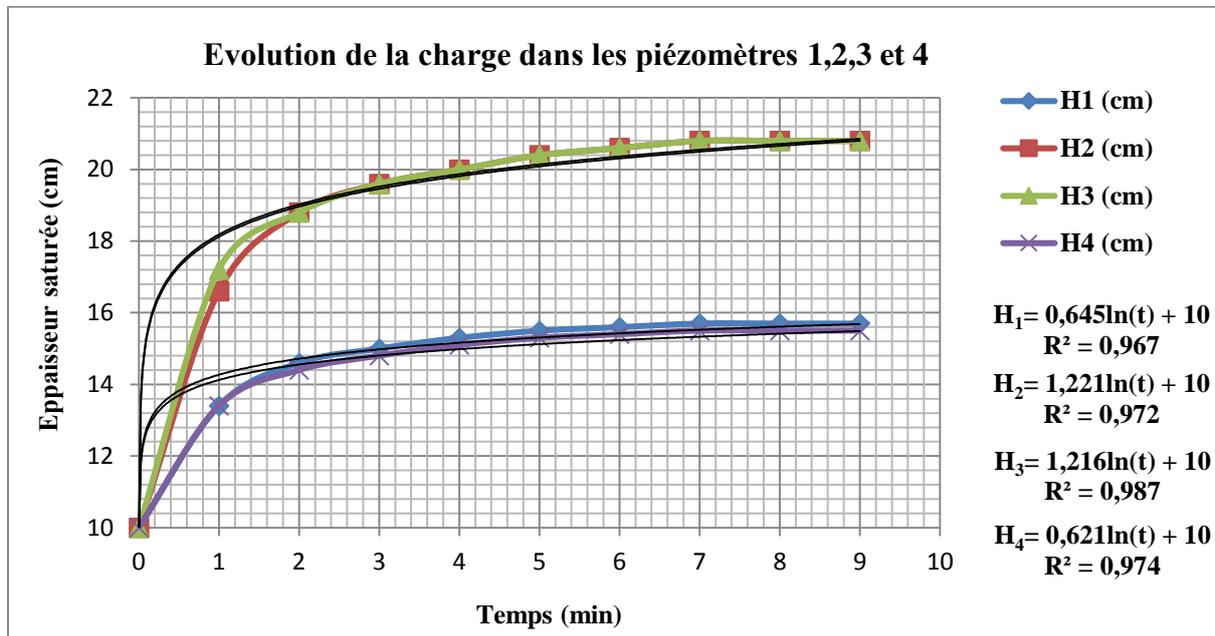


Figure (4-3) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

✓ Débit d'injection : $Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s, épaisseur 18 cm

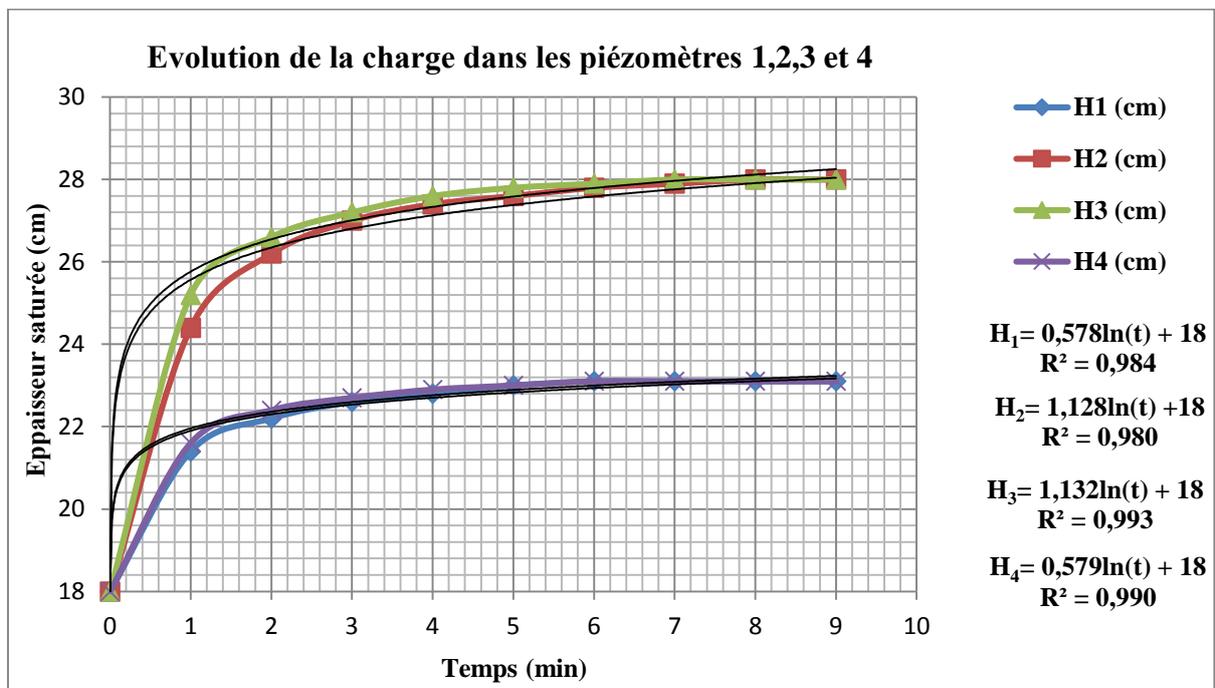


Figure (4-5) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s)

Les charges augmentent plus rapidement et plus haut dans les piézomètres les plus proches du puits.

✓ Débit d'injection : $Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$, épaisseur 25 cm

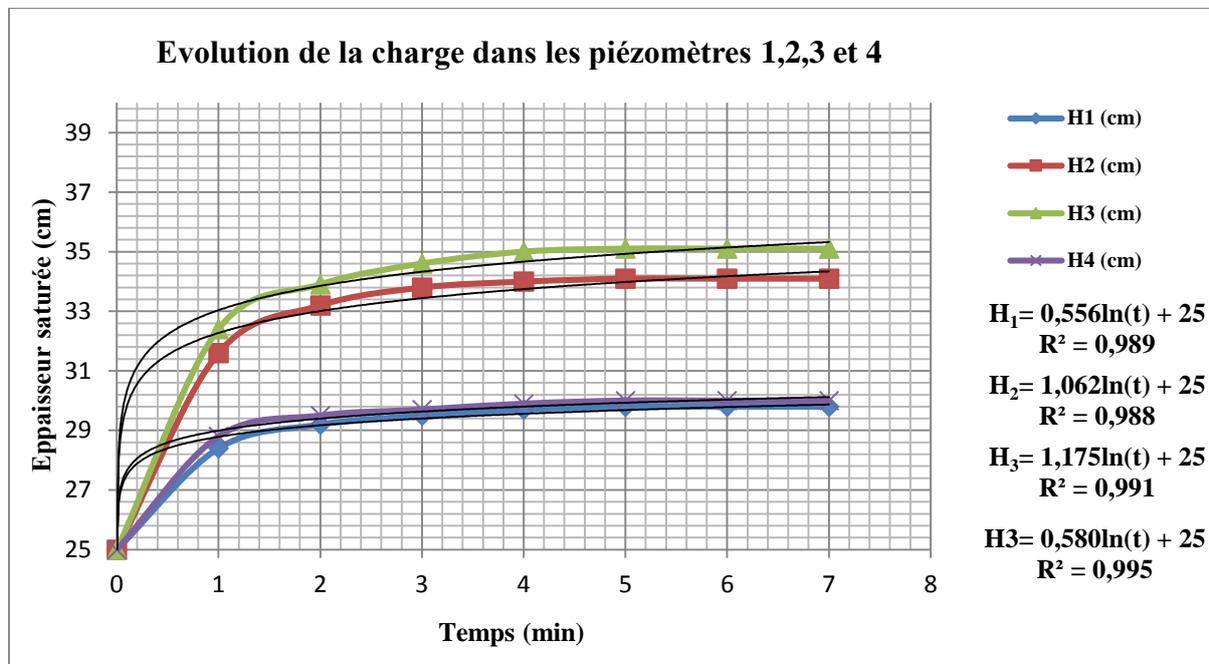


Figure (4-7) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

IV.3.2.1. Essai n°1, Courbes de variation de la vitesse sous l'injection:

Sur les courbes de variation de la vitesse, déduites des rapports de la charge sur les pas de temps, on remarque le même phénomène. L'allure générale des courbes est similaire, on observe une croissance de la vitesse dès le début de l'injection, qui atteint un max, puis une décroissance continue, pour finir par une stabilisation.

Ceci est expliqué par la diminution du gradient de charge entre le puits d'injection et le niveau piézométrique de la nappe.

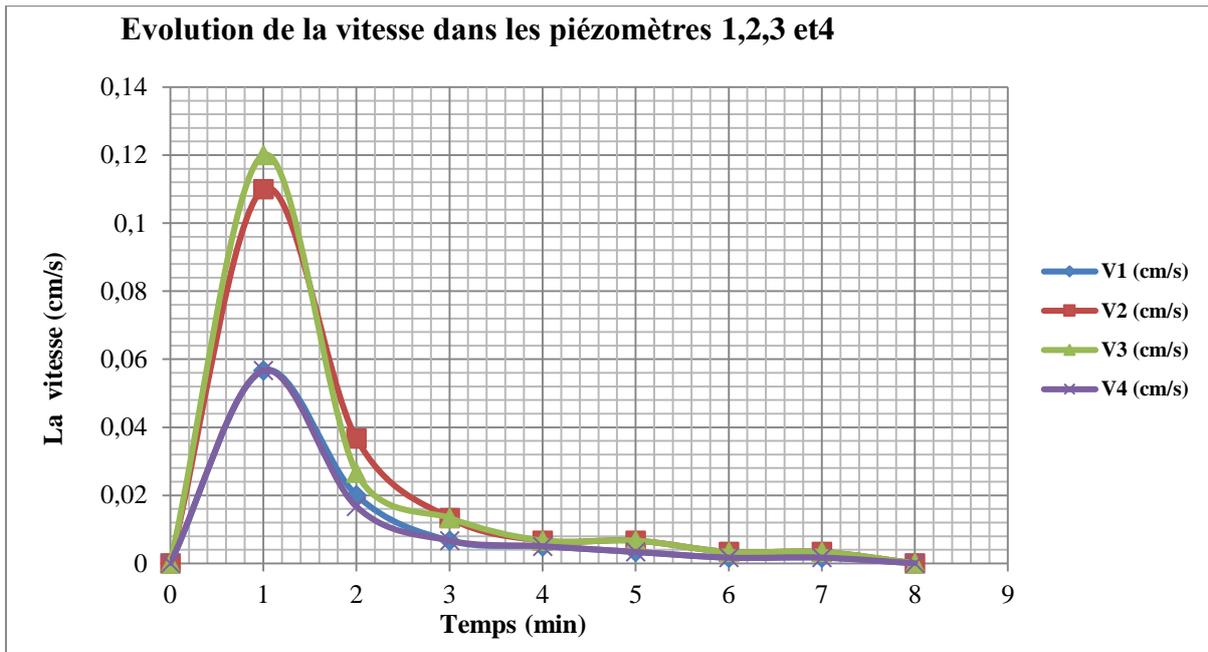


Figure (4-4) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

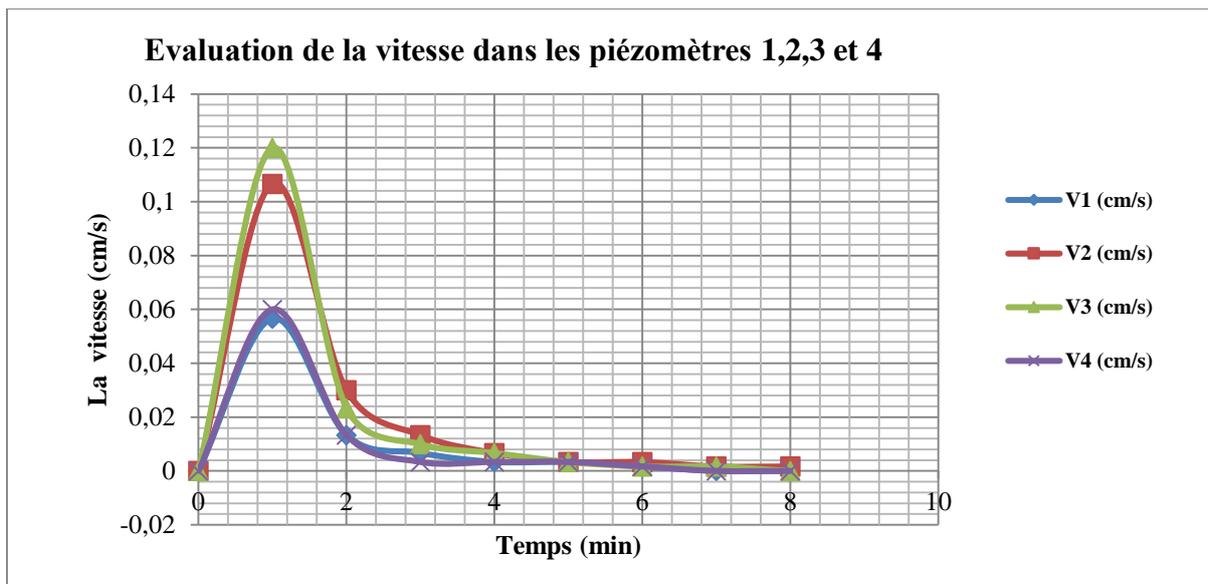
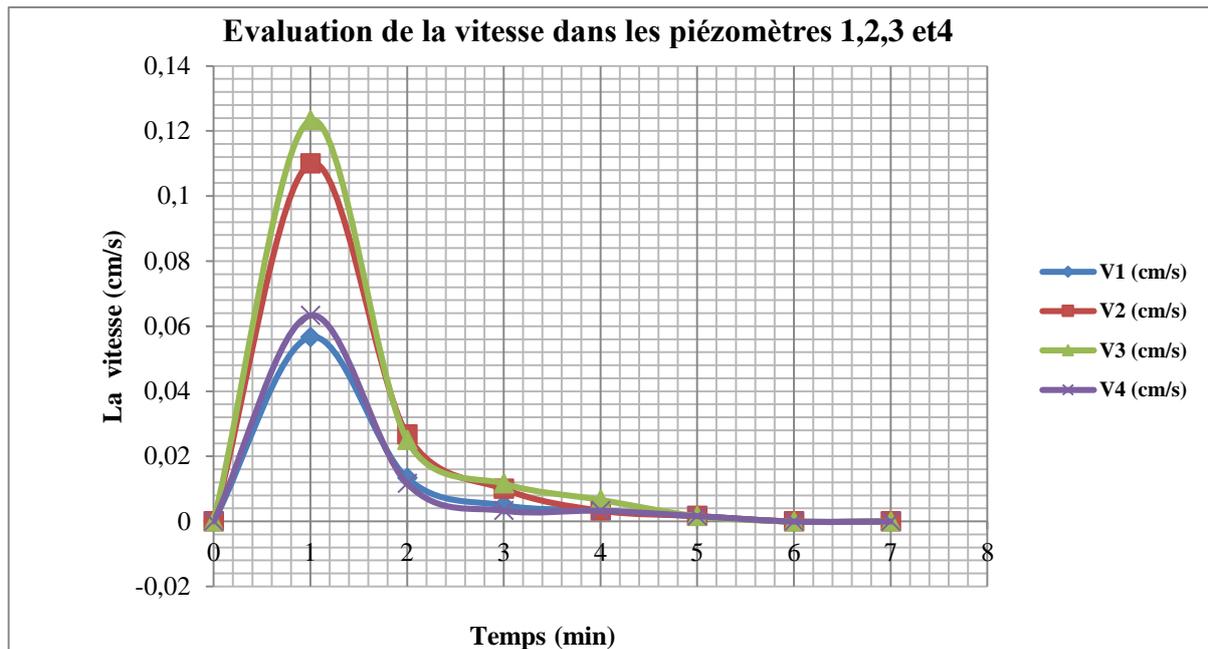


Figure (4-6) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).



IV.3.2.b. Essai n°2 (08 Avril 2018) :

IV.3.2.1. Essai n°1, Courbes de variation de la charge sous l'injection:

Débit d'injection Q 10^{-3} (l/s)	Epaisseur initiale de la nappe h (cm)	Paramètre a (cm/min)	h_0 (cm)
5.33	10	à	10
5.33	18	à	18
5.33	25	à	25

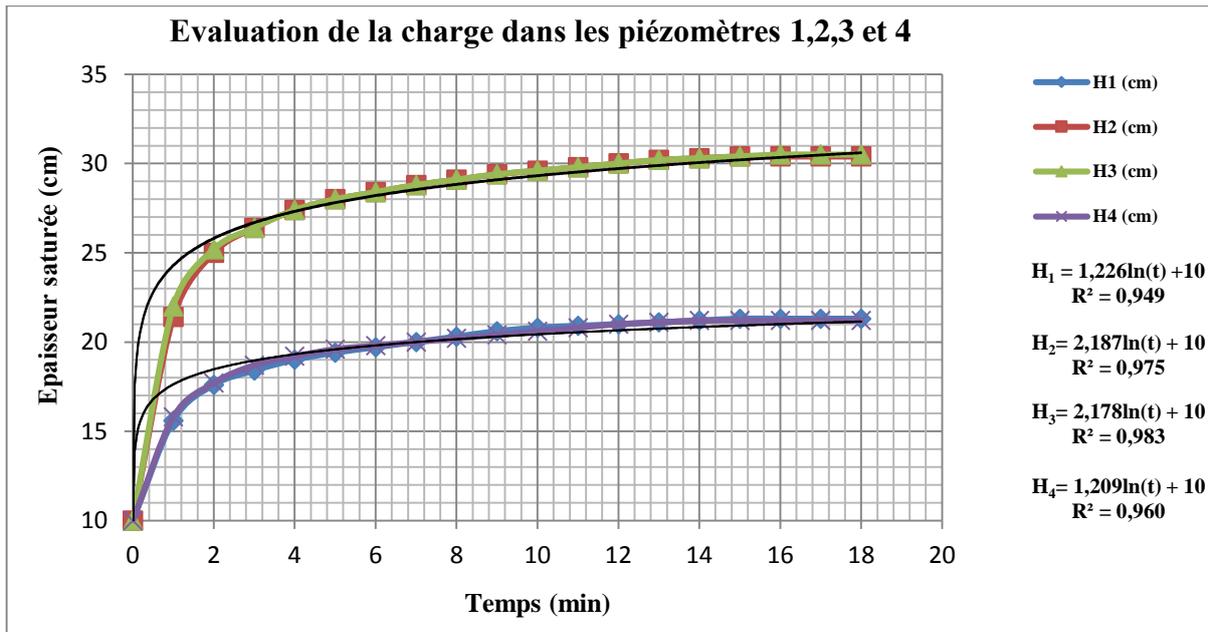


Figure (4-9) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

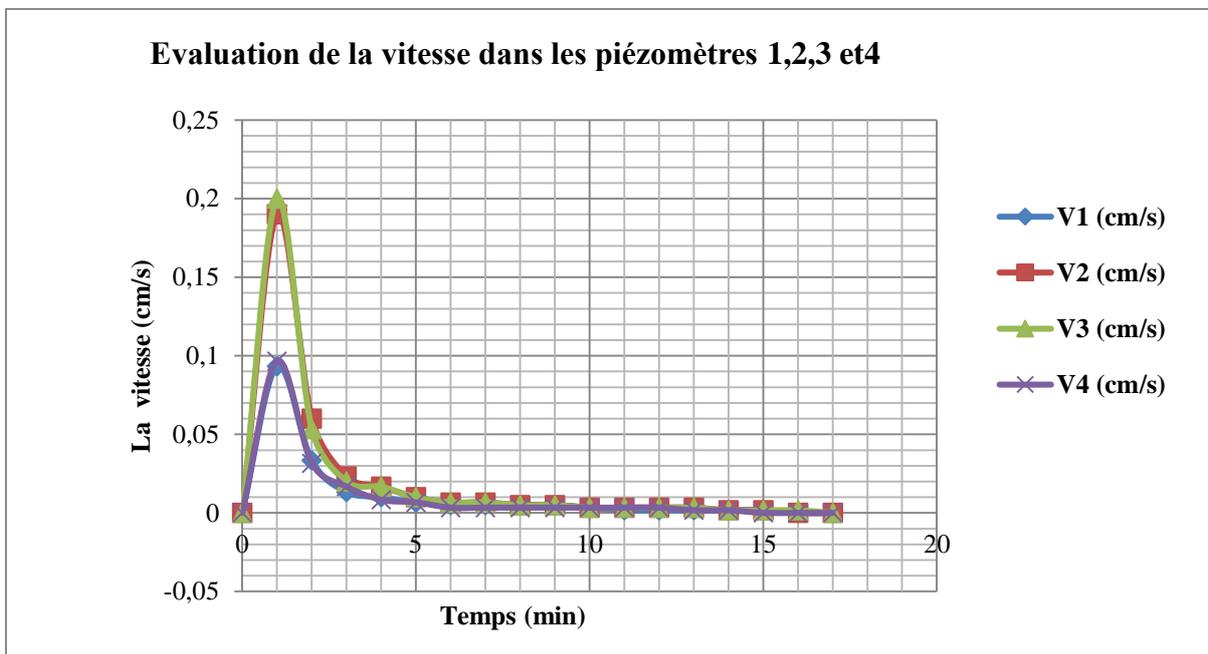


Figure (4-10) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Epaisseur de la nappe : 18 cm,

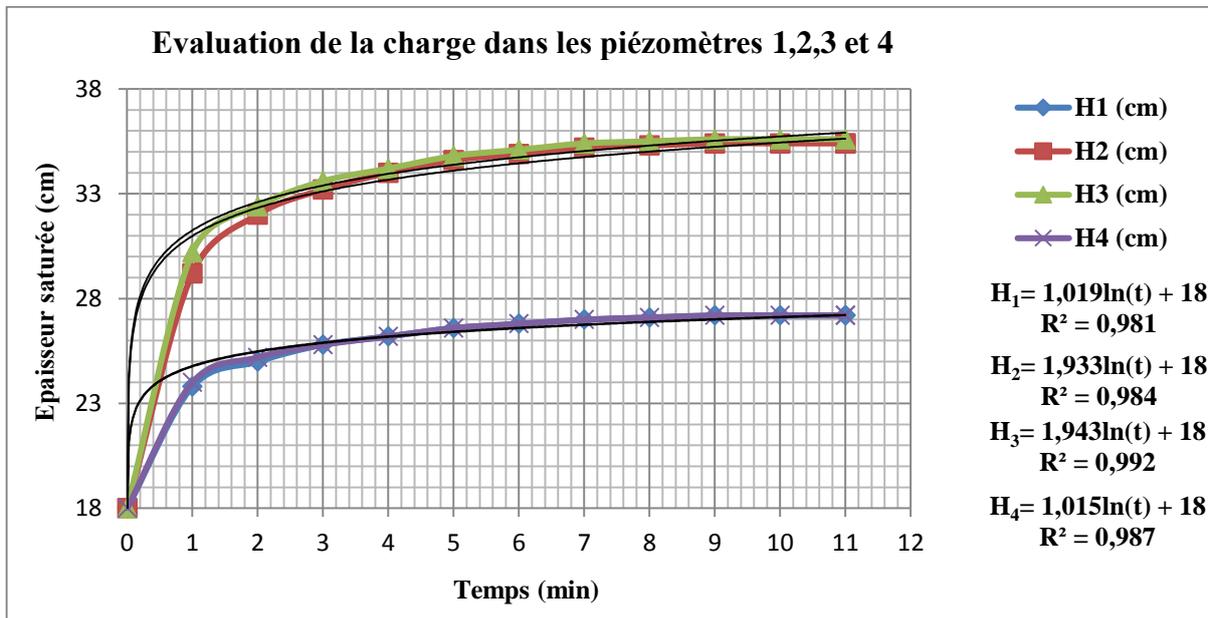


Figure (4-11) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

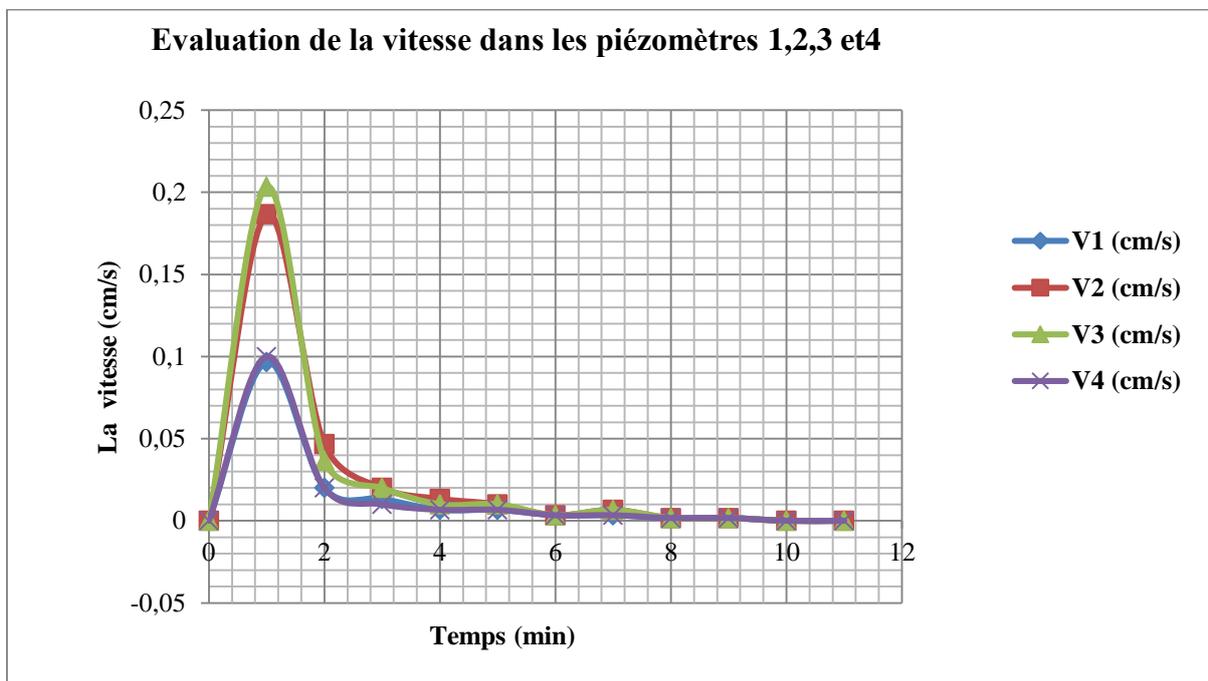


Figure (4-12) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Epaisseur de la nappe : 25 cm,

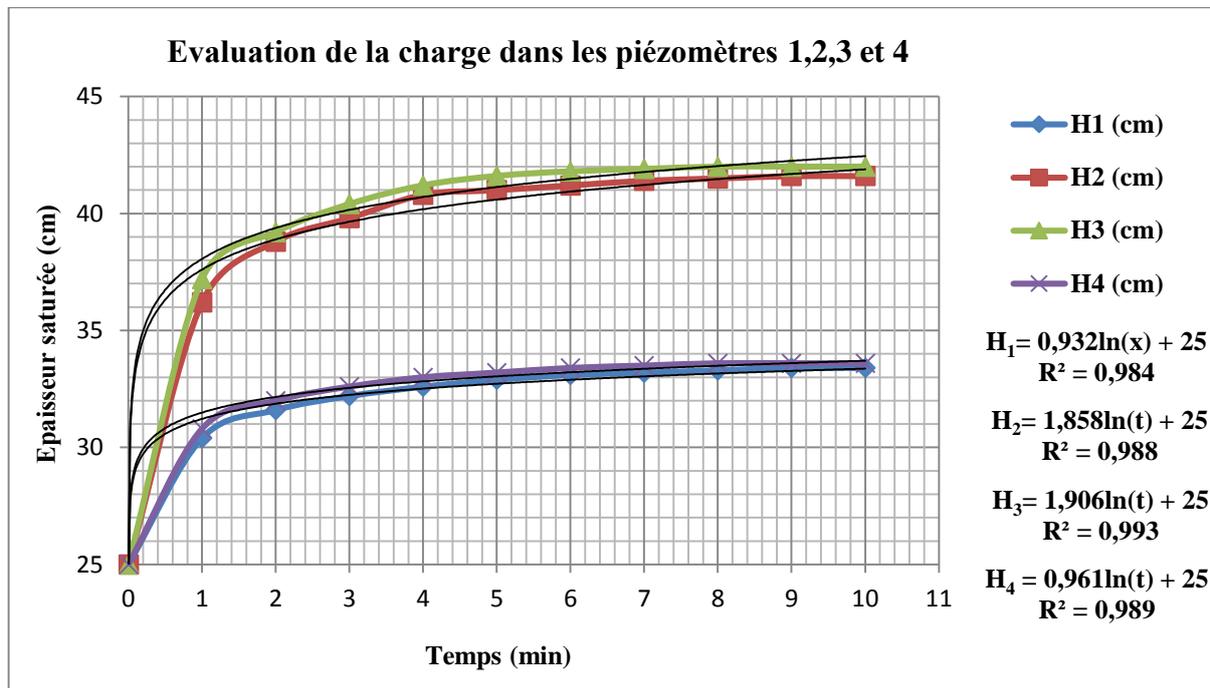


Figure (4-13) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

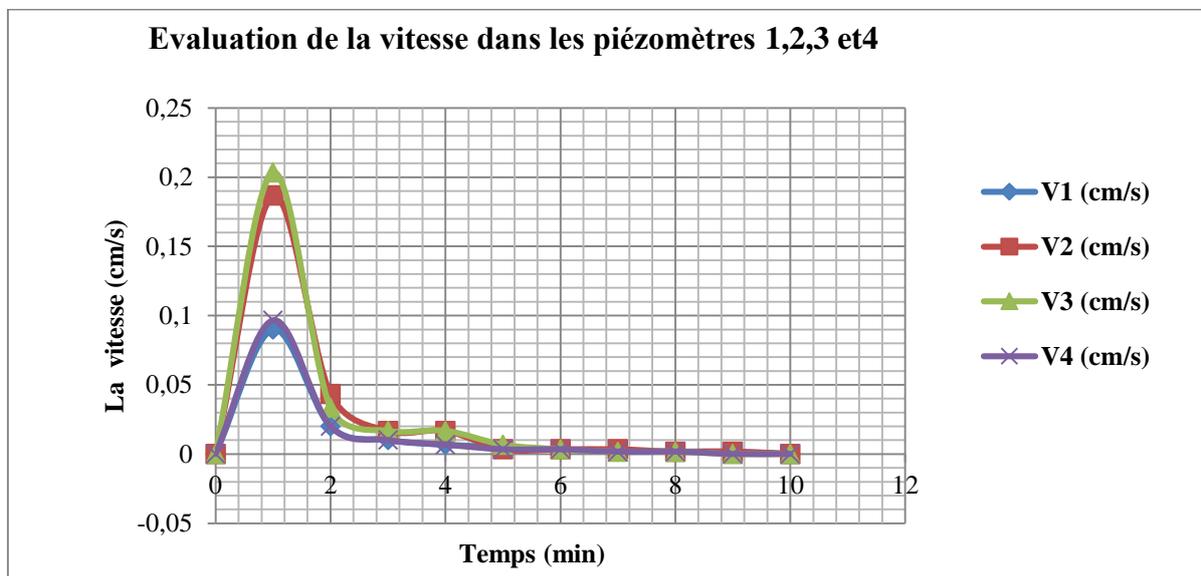


Figure (4-14) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

IV.3.2.c. Essai n°3 (09 Mars 2017) :

Débit d'injection : $Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s,

Epaisseur de la nappe : 10 cm,

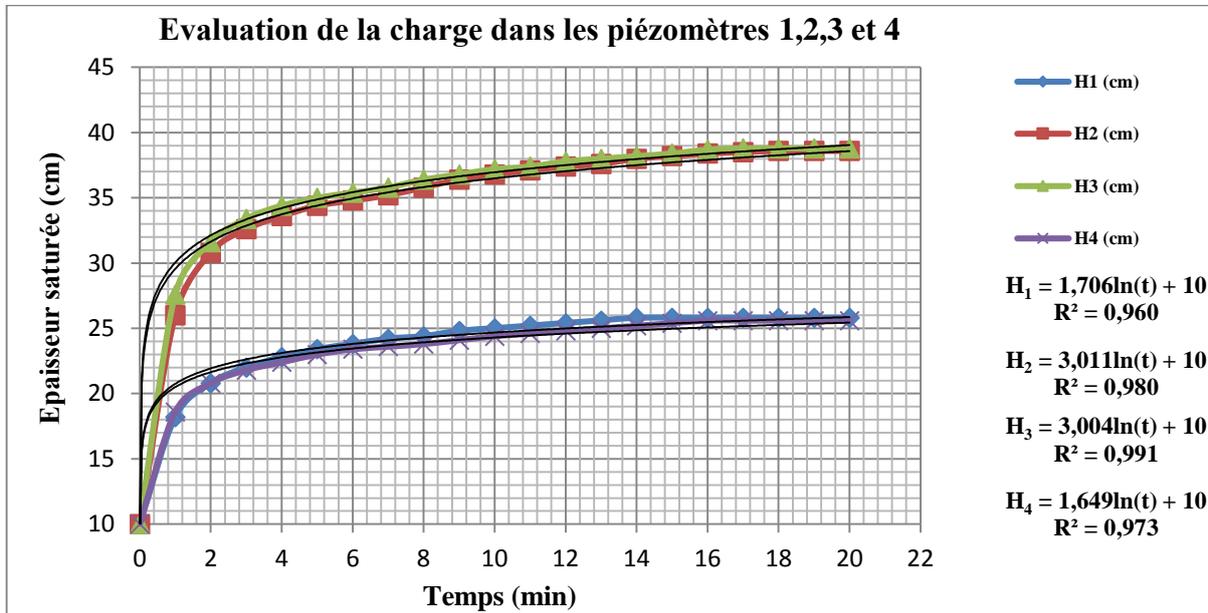


Figure (4-15) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

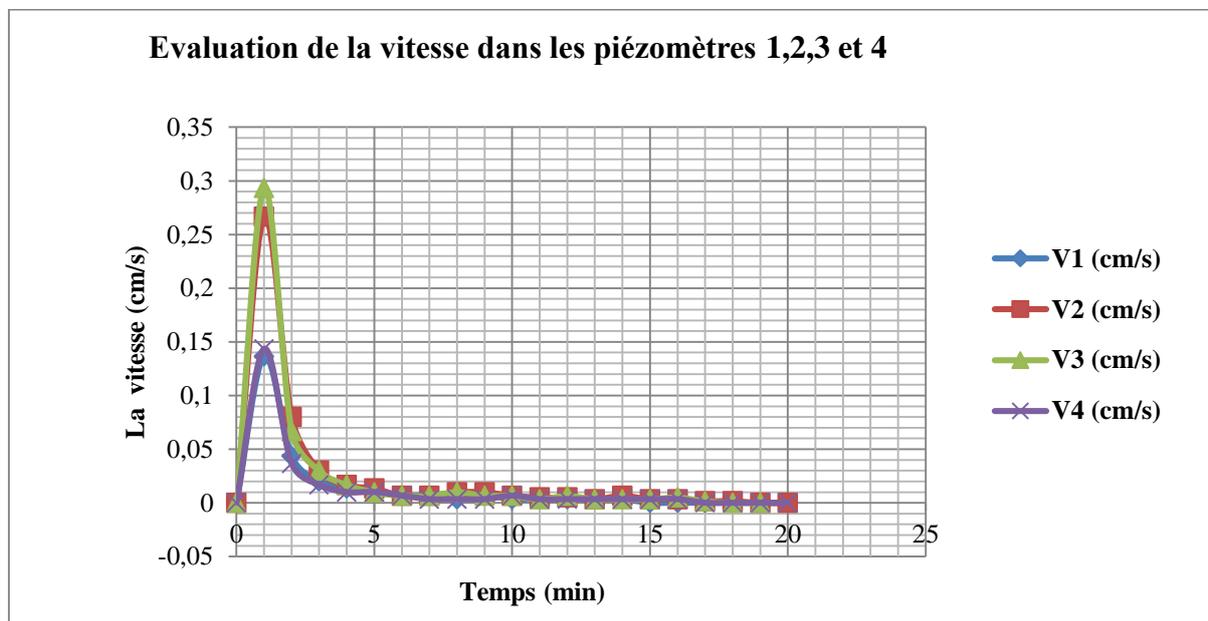


Figure (4-16) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Epaisseur de la nappe : 18 cm,

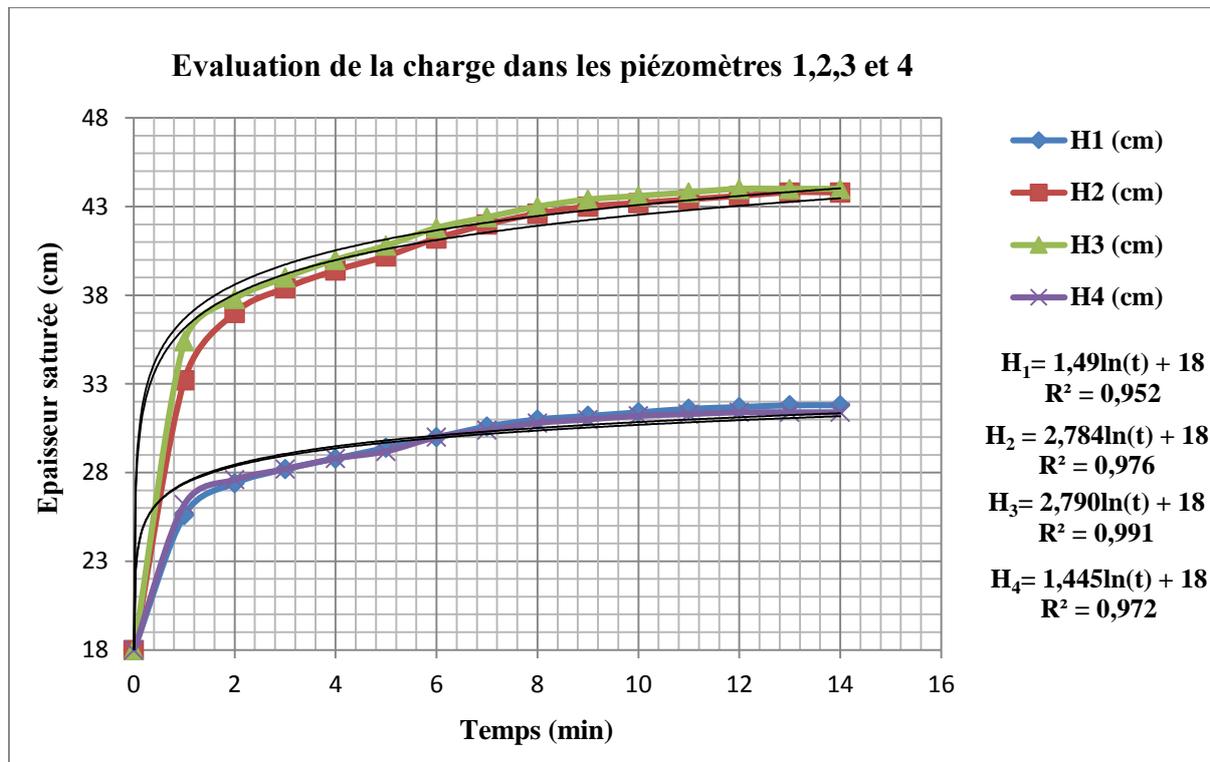


Figure (4-17) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

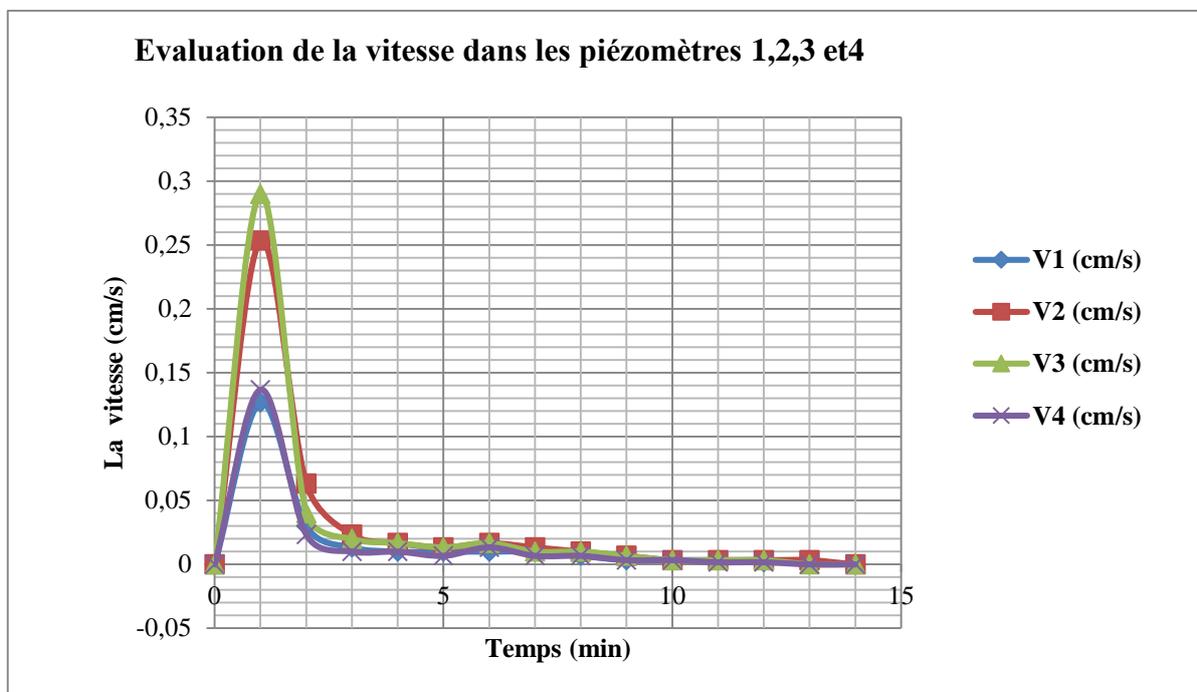


Figure (4-18) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Epaisseur de la nappe : 25 cm,

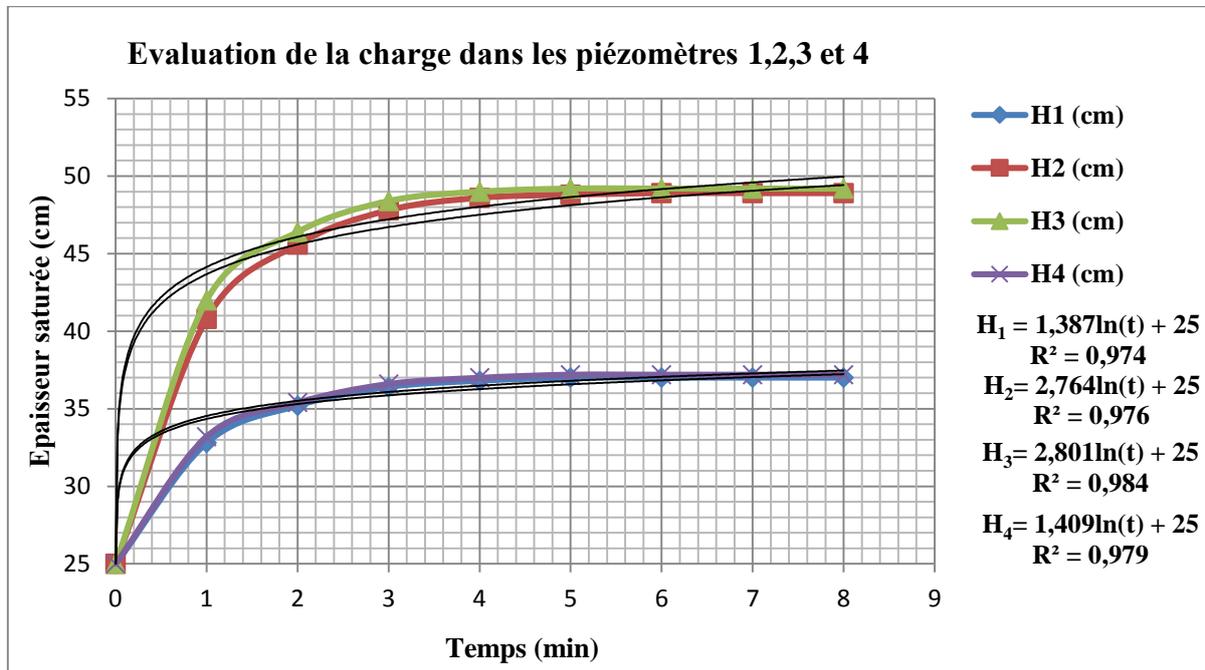


Figure (4-19) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

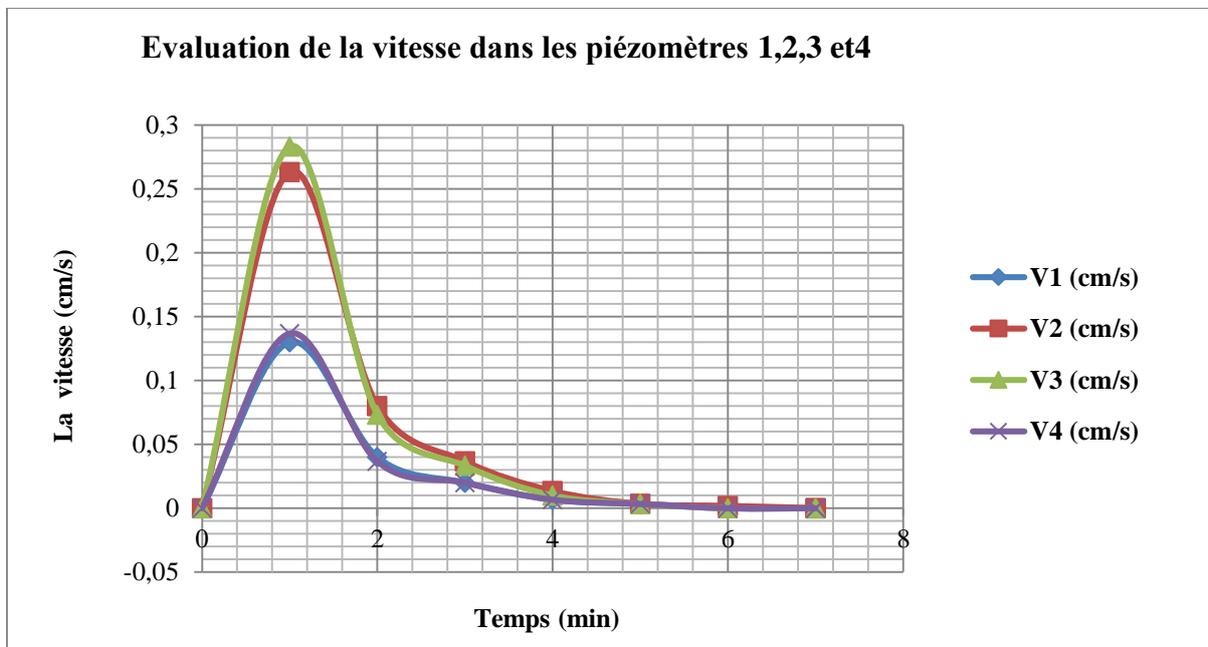


Figure (4-20) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Conclusion générale

L'alimentation artificielle des nappes est une technique qui a fait ses preuves et à laquelle on sera contraint de faire appel de plus en plus pour faire place à la demande croissante d'eau de bonne qualité. C'est une technique délicate qui demande des études et des essais approfondis avant la réalisation d'un aménagement.

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

Les essais ont été réalisés sur un banc de drainage, où nous avons aménagé un puits d'injection dans une couche de sable. Une fraction saturée représente un aquifère libre. On a alors simulé une alimentation de la nappe par injection à travers le puits, et observé à l'aide de piézomètres l'évolution de la charge dans l'aquifère. Le but de ces essais était de suivre l'évolution de la surface piézométrique de la nappe suite à l'injection d'eau à travers le puits. Pour voir comment évolue la surface piézométrique on a dessiné les courbes de la vitesse d'infiltration en fonction du temps.

La perméabilité de ce sable est prise égale à 0.00762 cm/s. Cette valeur de perméabilité est dans la gamme de celles recommandées pour ce type de modèle. On a observé qu'une durée trop longue provoque le ralentissement de l'infiltration. En effet l'air présent dans les pores s'échappe difficilement. Quand on applique une injection en discontinu, on permet l'air de s'échapper et on bon taux d' infiltration. La relation obtenue, pour le débit utilisé est de la forme $H = a \ln t + b$. **a** et **b** dépendent des caractéristiques de l'aquifère (perméabilité, profondeur du niveau statique) et de débit et la durée d'injection. Les résultats obtenus peuvent servir comme base des études sur le même thème. L'élaboration de modèles mathématiques peut contribuer à l'interprétation précise des observations effectuées et à la détermination de la solution la plus avantageuse pour l'alimentation par injection.

Liste des figures

Figure (1-1) : Aquifère à nappe libre.

Figure (1-2) : Aquifère à nappe captive.

Figure (1-3) : Aquifère semi-captive.

Figure (1-4) : Evolution temporelle d'infiltration selon Horton et définition schématique des paramètres i_0 et i_f .

Figure (1-5) : Modèle de Horton.

Figure (1-6) : Description schématique du calcul de l'infiltration.

Figure (1-7) : Schématisation du processus de l'infiltration selon Green Ampt.

Figure (2-1) : Diagramme schématique du système à trois phases.

Figure (2-2) : Triangle des textures (d'après U.S département of agriculture):.

Figure (2-3) : Diagramme et courbe granulométrique cumulative.

Figure (4-1) : Banc de drainage.

Figure (4-4) : Courbe granulométrique du sable du model.

Figure (4-3) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-4) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-5) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-6) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-7) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-8) : Evolution de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-9) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-10) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-11) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-12) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-13) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Figure (4-14) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-15) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-16) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-17) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-18) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-19) : Evolution de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Figure (4-20) : Evolution de la vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$).

Liste des tableaux

Tableau (1-1) : Groupe de sol selon le NCRS (SCS).....	1
Tableau (1-2) : Valeurs des paramètres pour le modèle de Horton.....	3
Tableau (1-3) : Caractéristique hydrodynamiques des sols pou l'équation de Green Ampt....	2
Tableau (2-1) : Classification granulométrique des roches meubles.....	4
Tableau (2-2) : valeurs de perméabilité selon Castany, G. 1992.....	5
Tableau (2-3) : valeurs de perméabilité de quelques sols.....	6
Tableau (4-1) : Les essais du calcul de la perméabilité du sable.....	7
Tableau (4-2): les Valeur des tamisâtes cumulé (%) par apport les diamètres des tamis.....	8
Tableau (4-3) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s)....	9
Tableau (4-4) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 2.83 \cdot 10^{-3}$ l/s)..	10
Tableau (4-5) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s)...	11
Tableau (4-6) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4($Q_{inj} = 5.33 \cdot 10^{-3}$ l/s)...	12
Tableau (4-7) : Les valeurs de charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s)...	13
Tableau (4-8) : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_{inj} = 7.67 \cdot 10^{-3}$ l/s)..	14

Liste des symboles

Symboles	Signification	Unité
V	La vitesse	mm/s
V_r	La vitesse réelle	mm/s
i	Gradient hydraulique	mm/mm
P	La pression	atm
K	La perméabilité	m/s
γ	Le poids volumique	Kg/m ³
θ	La teneur en eau volumique	%
ψ	La succion	cent
C_u	Le coefficient d'uniformité	-
V_S	Volume du sol	l ou mm ³
V_t	Volume total	l ou mm ³
V_w	Volume d'eau	l ou mm ³
R_e	Le nombre de Reynolds	-
g	L'accélération de la pesanteur	m/s ²
Z	La distance verticale à partir de la surface	m
H	La charge hydraulique totale	m
i(t)	La vitesse d'infiltration	mm/h
π	Succion osmotique	-
F_C	L'infiltration cumulée	%
i_f	Le taux d'infiltration limite	%
i_0	Le taux d'infiltration initial	%
$C(h)=\partial\theta/\partial h$	Capacité capillaire	mm ⁻¹
ρ_w	La masse volumique	Kg/m ³
θ_i	La teneur en eau initiale	%
θ_f	La teneur en eau finale	%
V_e	Volume d'eau gravitaire	M ³
η	La porosité du milieu poreux	%
η_e	La porosité efficace	%
W	Humidité pondérale	%
M_w	La masse d'eau	kg
M_s	La masse solide	kg

Références bibliographiques

HILLEL, D. (1984) : L'eau et le sol « Principe et processus physique ».

EDITION-CABAY -1384.

GEORGES SCHNEEBELI : Hydraulique souterraine, Ingénieur des Arts et manufactures.

EDITIONS EYROLLES 61, Saint-Germain Paris 5^e (1987).

OLIVIER BANTON et LUMONY M. BANGONY Hydrogéologie «Multiscience environnementale des eaux souterraines». Universités francophones.

MAX A. SAINT-PÉ(1971): ALIMENTATION ARTIFICIELLE DESNAPPES, International Association of Scientific Hydrology.

Association française pour l'étude de seaux reconnue d'utilité publique par décret du 4 juillet 1974 centre national de documentation et d'information sur l'eau «Amélioration de la ressource en eau (La réalimentation des nappes) »

Castany, G (1992) : Hydrogéologie « Principes et méthodes ».

Castany, G : Principes et méthode de l'hydrogéologie. Dunod Université paris. Bordas, 1982.

Cordany Daniel : Mécanique des soles. Lavoisier TEC & DOC, 1994.