

CHAPITRE 6

AQUIFERE, CONDUITE D'EAU SOUTERRAINE

La fonction conduite du réservoir permet le transport de quantités d'eau et la transmission d'influences. Elle est imposée par la structure de l'aquifère : paramètres géométriques et hydrodynamiques.

La loi de Darcy, établie expérimentalement, est la base de l'hydrodynamique souterraine. Elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies.

L'écoulement de l'eau souterraine est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité et transmissivité, gradient et charge hydrauliques, débit d'une nappe et vitesses de l'écoulement des eaux souterraines.

L'emmagasinement de l'eau souterraine gravitaire dans les vides du réservoir est conditionné par le coefficient d'emmagasinement, sa circulation par la perméabilité. La fonction conduite du réservoir assure le transport de quantités d'eau ou flux souterrain et la transmission d'influences, différences de charge ou de pression, sous l'action de gradients. Il est rappelé que seule l'eau souterraine gravitaire participe à l'écoulement et est soumise aux lois de l'hydrodynamique souterraine.

Il faut préciser trois concepts du circuit de l'eau dans le sous-sol :

- ✓ L'écoulement souterrain ou débit moyen des aquifères : noté QW , composante du cycle de l'eau et du bilan. Fraction de l'écoulement total, c'est un concept conventionnel sans réalité physique.
- ✓ L'écoulement de l'eau souterraine ou flux souterrain : noté q , phénomène physique avec le transport de quantités d'eau à travers l'aquifère. Il découle de la fonction conduite du réservoir, secteur de transit du comportement hydrodynamique de l'aquifère.
- ✓ Le débit d'une nappe à travers une section transversale d'aquifère passant par une ligne équipotentielle. Il est calculé par application de la loi de Darcy : $Q=A.K.i$

1. Rappel de la notion de charge hydraulique

La charge hydraulique en un point M d'un fluide incompressible et soumis à l'action de gravité est définie par la relation :

$$h = \frac{u^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z$$

u : vitesse réelle du fluide au point M

p : pression du fluide en M

z : cote du point M

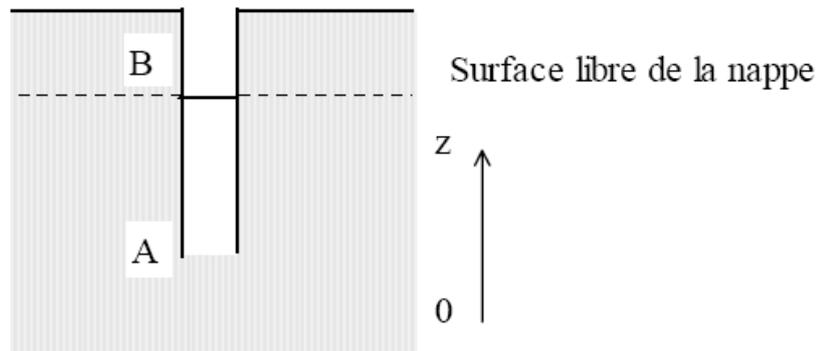
En milieu poreux, les vitesses réelles sont toujours très lentes, le terme $u^2/2g$ est négligeable ($u \approx 1 \text{ m/j} = 10^{-5} \text{ m/s}$). La charge devient :

$$h = \frac{P}{\rho g} + z$$

La cote piézométrique est confondue avec la charge. La valeur de la charge est fonction de l'origine choisie sur l'axe z.

Les charges sont exprimées par rapport au nivellement général, comptées au-dessus du niveau moyen des mers comme les altitudes topographiques.

Pour mesurer la charge en un point A d'un milieu poreux, il suffit de forer un trou et d'y descendre un tube ouvert à ses deux extrémités. Après stabilisation, la cote ZB atteinte par l'eau dans le tube sera égale à la charge h au point d'ouverture inférieur du tube. On appelle *piézomètre* ce genre d'ouvrage.



$$h_A = \frac{P_A}{\rho g} + z_A = \frac{P_B + \rho g(z_B - z_A)}{\rho g} + z_A = \frac{P_B}{\rho g} + z_B = h_B$$

Etant donné que le fluide est immobile dans le tube du piézomètre, on a $h_A = h_B$. Mais comme on choisit toujours la pression atmosphérique comme pression nulle de référence on a :

$h_A = h_B = z_B$.

D'après le théorème de Bernoulli *la charge ne peut que décroître dans le sens de l'écoulement*, et que si un fluide est immobile, sa charge est constante dans l'espace.

2. Loi de Darcy

La base fondamentale du calcul de quantités d'eau souterraine ou débit d'une nappe, par l'hydrodynamique souterraine, est la loi expérimentale de Darcy (H.Darcy ,1856)

2.1 Dispositif expérimental de Darcy

Le dispositif expérimental comportait des tubes verticaux de 2.5m de haut et de 0.35m de diamètre intérieur, remplis de sable naturel, sur une hauteur, **I**. La partie supérieure du tube est alimentée en eau à un niveau maintenu à une altitude constante, **H**, au-dessus d'un plan fixe de référence; Le volume d'eau, recueilli à la base, est mesurée en fonction du temps, en secondes ou en heures.

Le poids de la colonne d'eau, de hauteur équivalente à **H**, est la charge hydraulique, notée **h**, exprimée en mètres de hauteur d'eau.

2.2 Enoncé de la loi de Darcy

Avec ce dispositif, **H.** Darcy a montré que le volume d'eau, **Q** en m^3/s , filtrant de haut en bas dans la colonne de sable de hauteur **l** en m, à travers la section totale, perpendiculaire à la direction verticale d'écoulement, **A** en m^2 , est fonction d'un coefficient de proportionnalité, **K** en m/s , caractéristique du sable et de la perte de charge par unité de longueur du cylindre de sable, **h/l** sans dimension; D'où l'expression de la loi de Darcy :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = K(\text{m}/\text{s}).A(\text{m}^2). h/l$$

Le terme, **K**, défini par Darcy comme un coefficient dépendant de la perméabilité de la couche, est appelé *coefficient de perméabilité*. La perte de charge **h/l**, est définie comme le **gradient hydraulique**, noté **i**.

L'expression précédente devient donc :

$$Q = K. A. i \quad (1)$$

La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau, sous l'effet d'un gradient hydraulique. Elle exprime la résistance du milieu à l'écoulement de l'eau qui le traverse.

Le coefficient de perméabilité est le volume d'eau gravitaire en m^3 traversant en une seconde, sous l'effet d'une section en m^2 orthogonale à la direction de l'écoulement, à la température de 20°C .

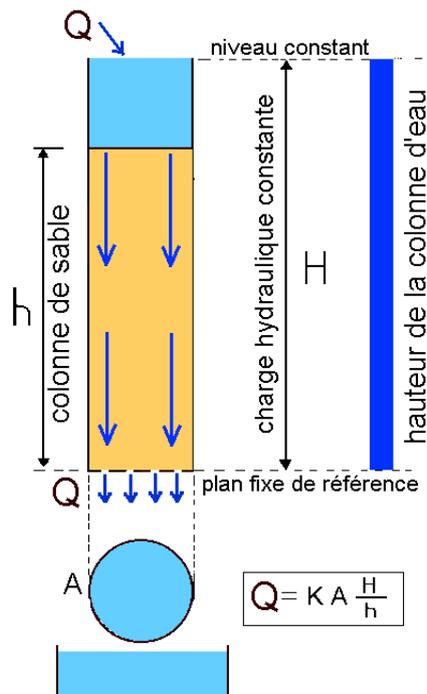


Fig.1. Expérience de Darcy. Schéma du dispositif expérimental. La vitesse de filtration est calculée avec la section totale inférieure du tube

Le débit unitaire, q , est le débit en m^3/s traversant l'unité de section, perpendiculaire à la direction de l'écoulement en milieu saturé, dans l'unité de temps en secondes. C'est aussi la quantité d'eau traversant le milieu saturé par unité de surface. Etant le quotient d'un débit par une surface, il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en m/s.

$$q \text{ (m/s)} = \text{débit/section totale} = Q/A \quad (2)$$

D'où en combinant les expressions (1) et (2) :

$$q \text{ (m/s)} = K \text{ (m/s)} \cdot i$$

La vitesse de filtration V est égale au rapport de la quantité d'eau passant en une seconde sur la surface A . C'est également le produit du coefficient de perméabilité par le gradient hydraulique:

$$V \text{ (m/s)} = Q/A = K \cdot h/l = K \cdot i = q$$

La vitesse de filtration est ainsi la vitesse fictive d'un flux d'eau en écoulement uniforme, à travers un milieu aquifère saturé, déduite du débit d'écoulement, Q , rapportée à la section totale de l'aquifère traversé par ce flux. Elle est égale au débit unitaire.

2.3 Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral

Un dispositif de laboratoire, avec écoulement latéral, représente mieux la circulation des eaux souterraines dans l'aquifère. Les résultats, obtenus par cette expérience, permettent d'écrire :

$$q = - K \cdot (h_1 - h_2)/l$$

$(h_1 - h_2)/l$ est gradient hydraulique, i .

$h_1 - h_2$ est la différence de charge, Δh .

$$q = - K \cdot \Delta h/l = - K \cdot i$$

Le signe négatif est introduit devant le membre de droite de l'équation car la charge décroît dans le sens de l'écoulement et q ou V , ne peuvent être négatifs.

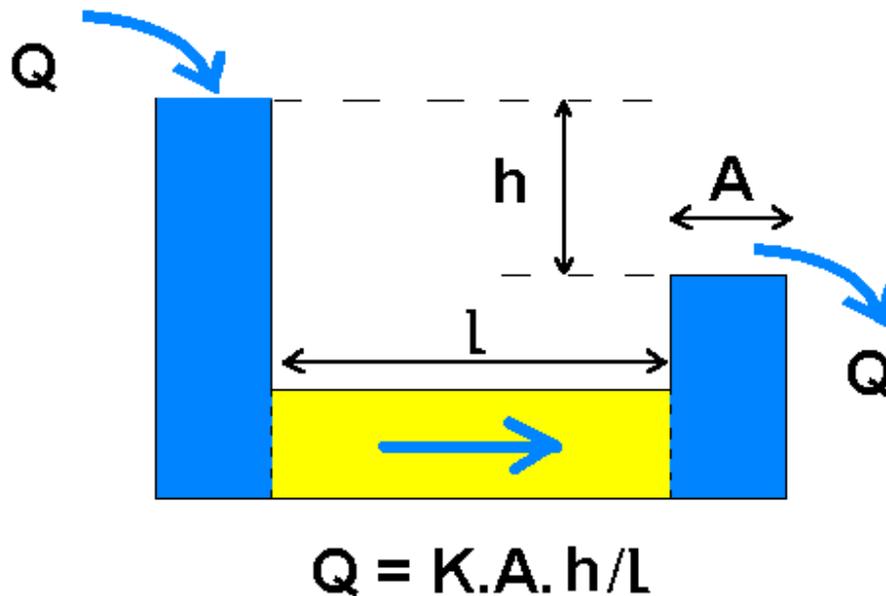


Fig.2. Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral représentatif de l'écoulement de l'eau souterraine dans l'aquifère

La loi de Darcy n'est strictement applicable que pour des milieux homogènes où l'écoulement de l'eau est laminaire. Elle ne peut être utilisée en particulier pour les réseaux karstiques.

Le coefficient de perméabilité est propre à chaque réservoir; il dépend notamment de la porosité efficace et de la viscosité du fluide; il augmente avec la profondeur (l'augmentation de température diminue la viscosité).

2.4 Application de la Loi de Darcy sur le terrain

2.4.1 Niveau piézométrique, charge et potentiel hydrauliques

Les trois paramètres, niveau piézométrique, charge et potentiel hydrauliques, n'ont pas la même signification physique.

Le niveau piézométrique est mesuré par une altitude de plan d'eau.

La charge hydraulique est le poids de la colonne d'eau au dessus du niveau de référence, ou énergie par unité de poids.

Le potentiel hydraulique est l'énergie exigée pour porter l'unité de masse au dessus du niveau de référence.

Mais seule la mesure du niveau piézométrique est accessible sur le terrain.

✓ Mesure du niveau piézométrique

La mesure du niveau piézométrique est l'opération de base en hydrogéologie; on utilise généralement des sondes automatiques qui enregistrent les fluctuations du niveau de la

nappe au cours de l'année. Pour les nappes artésiennes, on mesure l'altitude du jet d'eau au dessus du sol. Le pompage provoque le rabattement de la surface piézométrique.

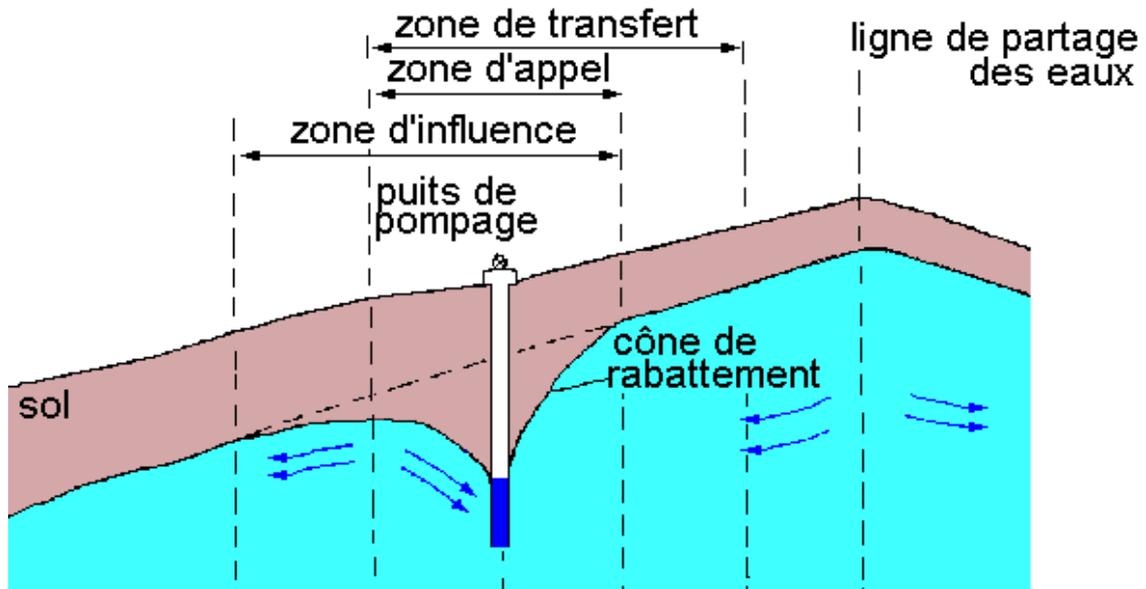


Fig.3. cône de rabattement induit par un pompage.

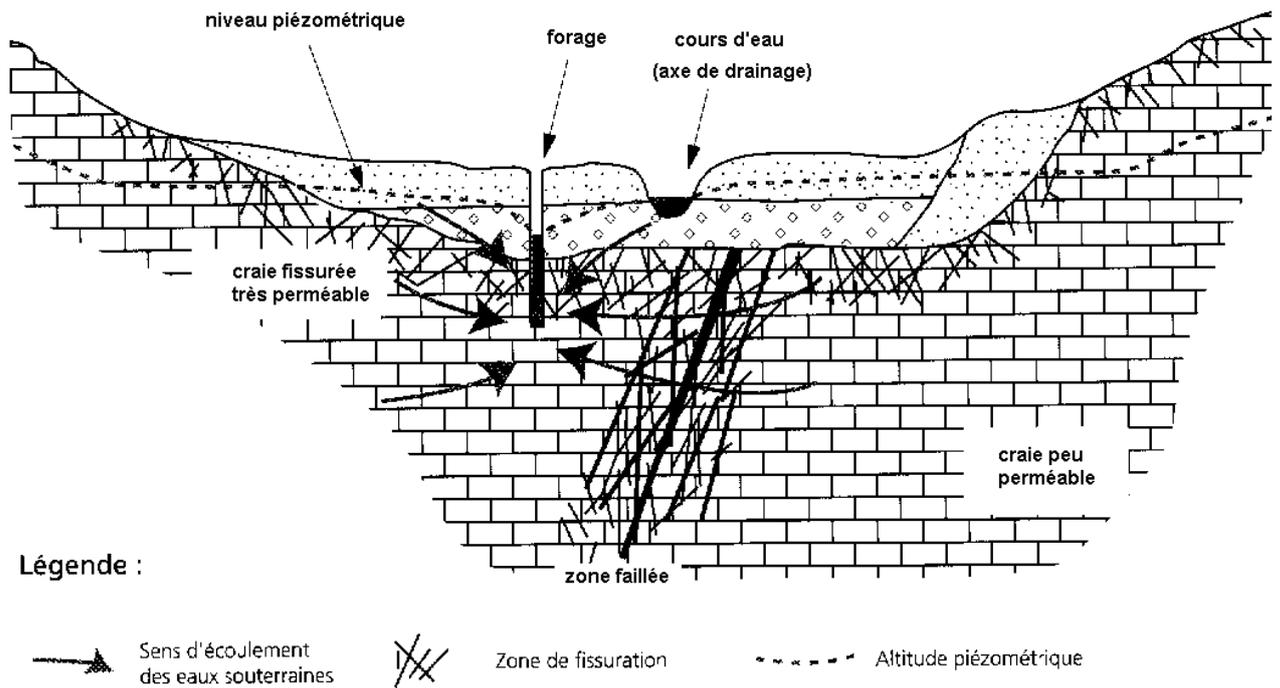


Fig.4. influence d'un prélèvement en nappe à proximité d'un cours d'eau (d'après Rouxel-David et Cordonnier).

- Le niveau piézométrique est l'altitude du niveau d'eau, en équilibre naturel dans l'ouvrage, il est calculé par : $H = z - H_p$

Avec : z : cote du sol : repère sur l'ouvrage obtenue soit par lecture de la carte topographique, soit lorsqu'une grande précision est recherchée, par les opérations de nivellement.

H_p : profondeur de l'eau

- Pour une source : $H = z$: c'est l'altitude de l'émergence naturelle
- Dans le cas des sondages artésiens : $H = z +$ élévation du niveau d'eau au dessus du sol.

✓ **Calcul du gradient hydraulique**

Par comparaison entre le dispositif de laboratoire et le terrain, le gradient hydraulique est la différence de niveau piézométrique entre deux points de la surface piézométrique, par unité de longueur mesurée le long d'une ligne de courant. Il est assimilable à la pente de la surface piézométrique.

Dans la pratique, le gradient hydraulique est calculé sur le terrain, à l'aide des niveaux piézométriques mesurés dans deux ouvrages d'observation, alignés sur une ligne de courant. L'un amont, H_1 , l'autre aval H_2 , séparés d'une distance L .

$$i = (H_1 - H_2)/L$$

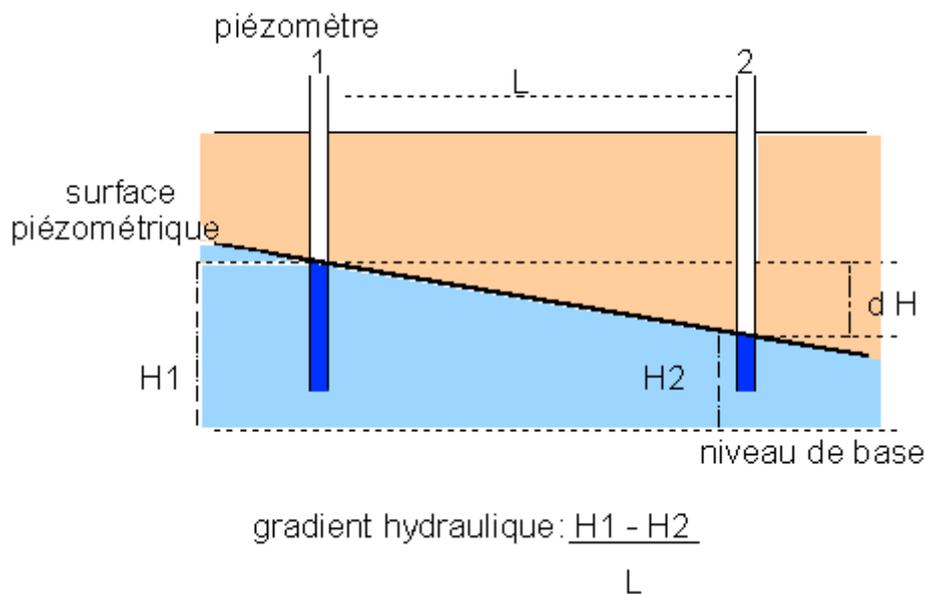


Fig.5. calcul du gradient hydraulique avec 2 piézomètres.

Mais la méthode recommandée est celle de l'utilisation des cartes piézométriques en mesurant la distance entre 2 courbes isopiézométriques (hydroisohypses) consécutives.. Les valeurs des gradients hydrauliques, mesurées dans les conditions naturelles sont faibles, 0.001 à 0.00001.

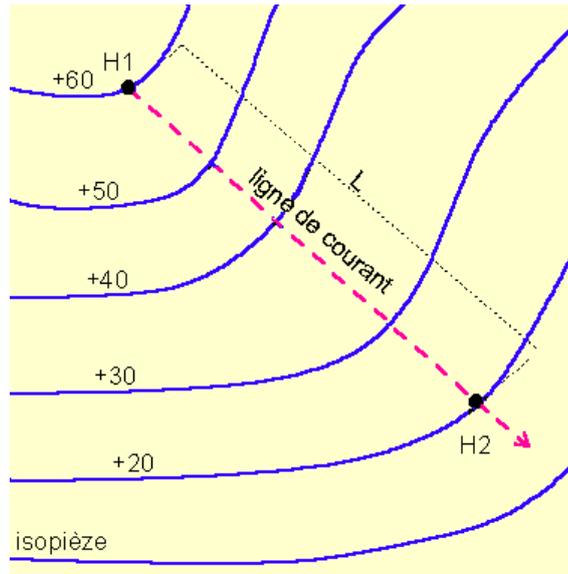


Fig.6. calcul du gradient hydraulique à partir d'une carte piézométrique

3. Perméabilité, Transmissivité, Diffusivité

3.1 La perméabilité :

C'est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique" (G. CASTANY). Elle est mesurée notamment par le coefficient de perméabilité K défini par la loi de Darcy comme le volume d'eau gravitaire traversant une unité de section perpendiculaire à l'écoulement en 1 seconde sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique. En prenant comme unités le m^2 et le m^3 , K est exprimé en m/s

Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du réservoir (granulométrie, porosité efficace) et des caractéristique du fluide (viscosité, donc température, et masse volumique). Il est grossièrement proportionnel au carré du diamètre des grains pour une nappe libre. Il varie de $10 m/s$ à $10^{-11} m/s$. Un matériaux est considéré comme imperméable au delà de $10^{-9} m/s$.

3.2 La transmissivité

Elle caractérise la productivité d'un captage dans un aquifère est fonction de son coefficient de perméabilité, K et de son épaisseur, b . C'est pourquoi la transmissivité, notée T , a été créée. Il régit le débit d'eau qui s'écoule, par unité de largeur, L , d'un aquifère, sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, i . Il évalue la fonction conduite de l'aquifère par la relation suivant :

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

Tableau.1. Valeurs du coefficient de perméabilité. Influence de la granulométrie : diamètres des grains et diamètres respectifs

K(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			Silt		Argile
	variée	Gravier gros et moyen		Gravier et sable		Sable et argile-limons						
Degrés de perméabilité		Très bonne				Mauvaise				Nulle		
Types de formations		Perméables				Semi-perméables				Imperméables		

Sur le terrain, la transmissivité est mesurée par les pompages d'essai. Un pompage d'essai consiste à pomper dans un forage selon un protocole déterminé et à interpréter le rabattement de la surface piézométrique de la nappe au moyen de plusieurs piézomètres disposés à quelques dizaines ou centaines de mètres du point de forage. L'interprétation des données nécessite un traitement complexe qui est largement informatisé de nos jours. Cet essai permet de connaître la quantité optimale d'eau pouvant être prélevée dans la nappe.

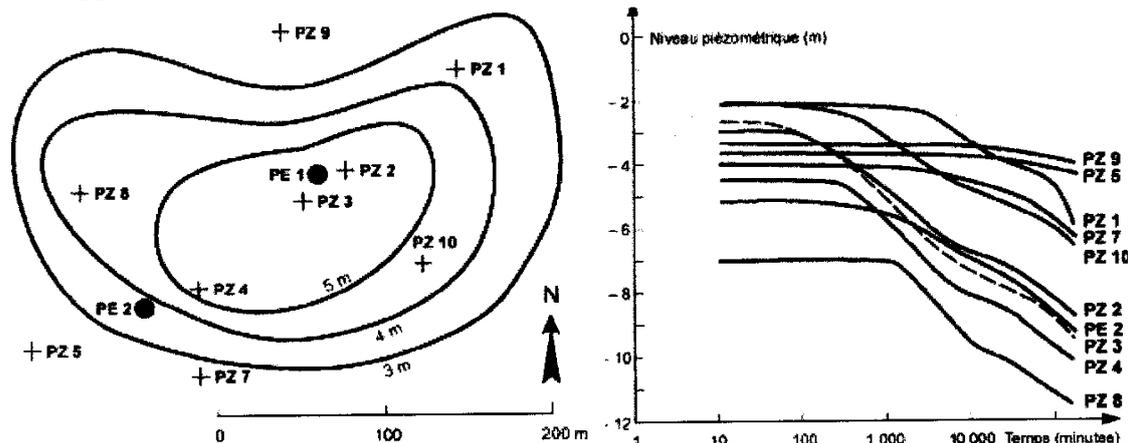


Fig.7. Pompage d'essai dans le forage PE1 et état des rabattements au niveau des piézomètres PZ (d'après ROCHE).

3.3. La diffusivité

C'est le rapport de la Transmissivité sur le coefficient d'emmagasinement; elle caractérise la vitesse de réaction d'un aquifère face à une perturbation :

$$\text{Diffusivité} = T \text{ (m}^2\text{/s)}/S \text{ s'exprime en m}^2\text{/s}$$

4. Débit d'une nappe et vitesses d'écoulement

4.1 Débit d'une nappe

C'est le volume d'eau traversant une section transversale en m^2 d'aquifère en une unité de temps (s). Son calcul est délicat; il faut connaître l'épaisseur de l'aquifère et l'écartement des

courbes isopiézométriques. Pour les grandes nappes, on subdivise la section générale en sections élémentaires équipées de couples de piézomètres (forages d'essai).

Le débit d'une nappe peut être évalué par la loi de Darcy:

$$Q = K \cdot A \cdot i$$

Q: débit en m³/s

K: coefficient de perméabilité en m/s

A: section de la nappe en m²

i: gradient hydraulique

4.2 Vitesse d'écoulement

Il est possible d'évaluer la vitesse de transfert de l'eau par utilisation d'un marqueur radio-actif, le Tritium. Cet isotope radio-actif de l'hydrogène est produit naturellement par la composante neutronique du rayonnement cosmique sur l'azote atmosphérique. La teneur induite dans les pluies est de l'ordre de 5 U.T. Mais la production principale de tritium résulte des essais aériens de la bombe H à partir de 1952. La teneur des précipitations a été multipliée par 1000 en 1963 sous nos latitudes. L'arrêt des essais après 1963 a entraîné une décroissance exponentielle de la teneur en tritium: dans les années 90, il y en a encore 15 U.T., soit 3 fois plus que la normale d'avant 1952.

Des eaux dépassant 20 U.T. ont un âge de quelques dizaines d'années car elles reflètent le pic de 1963. Des teneurs comprises entre 10 et 20 U.T. indiquent des eaux récentes, infiltrées dans la dernière décennie ou des mélanges d'eaux post-nucléaires, à tritium thermonucléaire, et d'eaux plus récentes. Des teneurs comprises entre 2 et 10 U.T. correspondent à des eaux post-nucléaires mélangées à une eau ancienne. Enfin, des teneurs très faibles sont celles d'une eau infiltrée avant les essais thermo-nucléaires (il ne subsiste plus que 0,5 U.T. après 42 ans dans une eau primitivement à 5 U.T.); c'est le cas de nombreux aquifères profonds.

Des analyses systématiques de la teneur en tritium des précipitations et de l'eau des sources d'une même région permettent d'obtenir une évaluation plus précise. Les mesures ont été faites à Evian.

En 1963, la source d'Evian-Cachat ne contenait pas de tritium alors que les pluies en avaient 2900 U.T. L'apparition du tritium en 1965 s'explique par une contamination de l'eau ancienne par quelques pourcents d'eau de surface. Le pic du tritium est localisé en 1979 dans l'eau de la source, ce qui implique un temps de filtration de 16 ans. Le trajet parcouru dans l'aquifère est d'environ 4 km depuis la zone d'alimentation: on aboutit à une vitesse d'écoulement de la nappe de 250 m par an.

TABLEAU 2: vitesse d'écoulement dans quelques aquifères

Types d'aquifères	vitesse calculées (m/an)	vitesse par traceurs (m/an)	temps de séjours (an/km)
Sables verts du Bassin de Paris	3	-	250-300
Continental Intercalaire	2-3	4	300-500

(Sahara)			
Alluvions du Rhin	1700	100-2000	0,5-1
Alluvions du Rhône	-	1800	0,5
Aquifère karstique	-	10-100 m / heure	

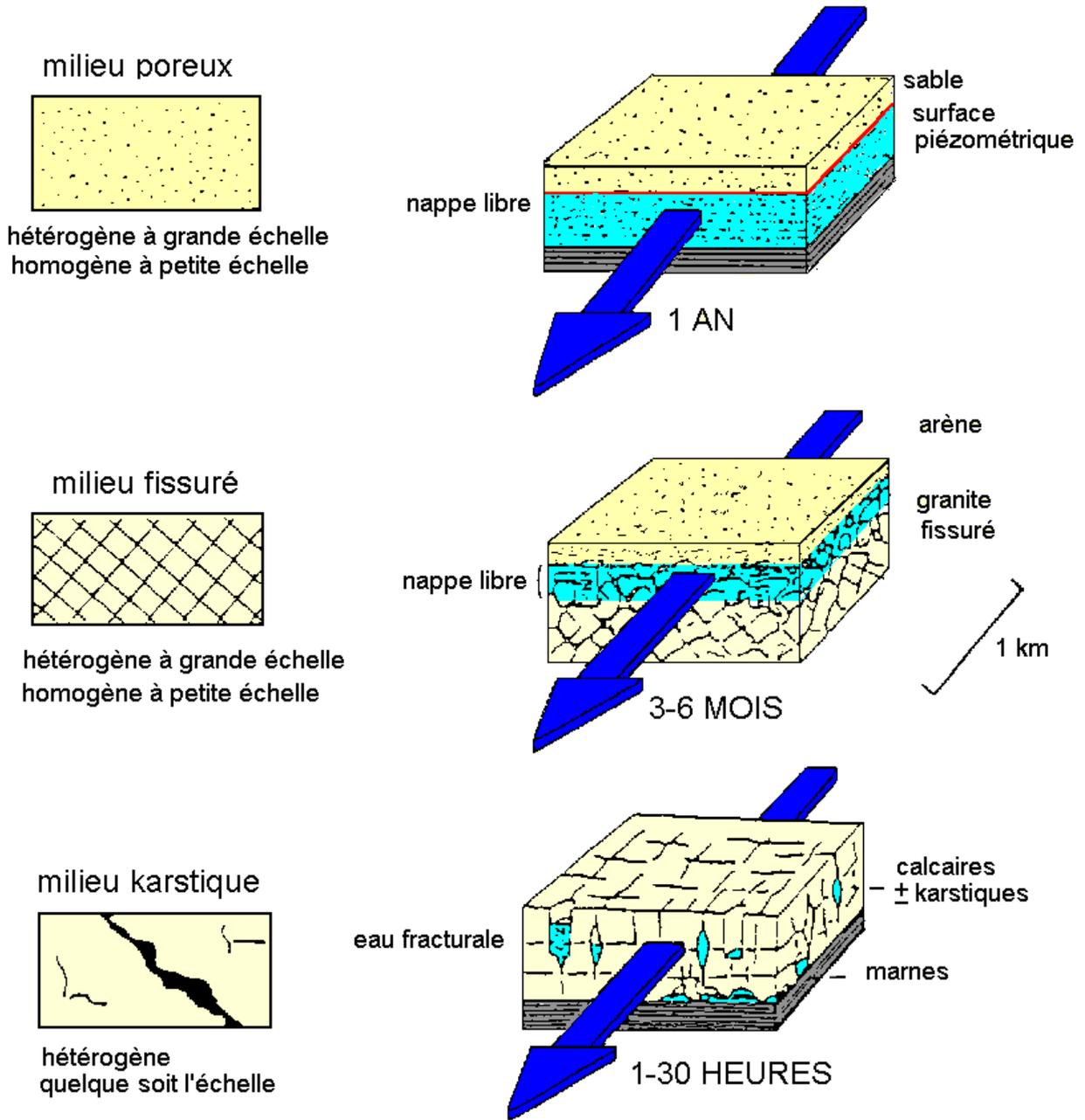


Fig.8. Hétérogénéité des aquifères et vitesse d'écoulement (adapté de DROGUE in GUILLEMIN et ROUX).

5. Conditions aux limites, conditions initiales usuelles en hydrogéologie

5.1 Condition aux limites

Pour intégrer l'équation de diffusivité, il faut préciser d'abord les conditions aux limites du domaine d'intégration. Les conditions aux limites usuelles en hydrogéologie sont de trois types :

- potentiel imposé (condition de Dirichlet)
- flux imposé (condition de Neumann)
- drain à débit limite (condition de Cauchy)

5.1.1 Limites à potentiel imposé

Ce type de condition aux limites est adopté lorsque la charge hydraulique à la limite est indépendante des conditions de circulation dans la nappe.

Exemple : Contact d'une nappe avec un plan d'eau libre (mer, lac, rivière etc.)



Le long du contact (A) nappe-rivière (ou nappe-mer), la charge hydraulique est constante et imposée par la cote de l'eau dans la rivière (ou dans la mer).

Un exutoire de nappe (ligne de sources) peut être considéré comme une limite à potentiel imposé, celle de la cote d'eau dans la source, tant que la nappe s'écoule vers l'extérieur.

5.1.2 Limite à flux imposé

On distingue :

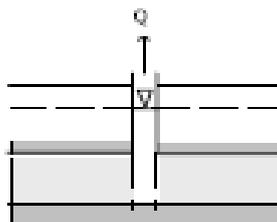
- les limites à flux nul, par exemple le contact d'une formation aquifère avec un imperméable.



- les limites à flux imposé non nul, par exemple une zone d'alimentation de la nappe. C'est le taux d'infiltration qui fixera le flux entrant.

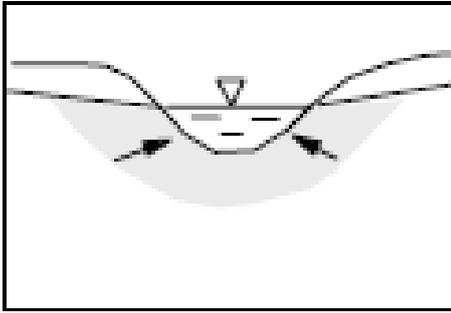


Un prélèvement à débit imposé dans un ouvrage de captage constitue également une limite à flux imposé.

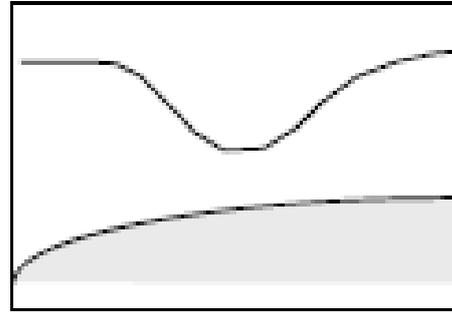


5.1.3 Condition de drain

Ce type de condition aux limites permet de représenter un échange de flux avec l'extérieur mais qui peut s'annuler au cours du temps. C'est le cas de drainage de nappe par des oueds, de tarissement de source etc.



Nappe drainée par l'oued $Q_d > 0$



Aucune relation entre la nappe et l'oued $Q_d = 0$

Le débit de drainage est calculé de la manière suivante :

$$Q_d = T_p(H - H_d) \text{ si } H > H_d \text{ et } Q_d = 0 \text{ si } H < H_d$$

Avec :

Q_d : débit drainé

T_p : transmissivité fictive simulant la liaison hydraulique entre la nappe et le drain

H : cote piézométrique de la nappe

H_d : cote piézométrique du drain

5.2 Conditions initiales

Pour les problèmes transitoires ($\partial h / \partial t \neq 0$), il faudra de plus définir les conditions initiales du problème, soit la valeur de la charge h en tout point du domaine pour $t = 0$.

6. Bilan en eau – Réserves des nappes

6.1 Bilan en eau d'un système aquifère

Selon la valeur de $\partial h / \partial t$ on définit les régimes d'écoulement :

- **régime permanent** ($\partial h / \partial t = 0$) : le comportement hydrodynamique du système est caractérisé par un état invariable dans le temps. Il y a à tout instant égalité entre les entrées et les sorties.

- **régime transitoire** ($\partial h / \partial t \neq 0$) : le comportement hydrodynamique du système est caractérisé par un état variable dans le temps. A chaque instant il y a déséquilibre entre les entrées et les sorties qui se traduit par une variation de la réserve emmagasinée.

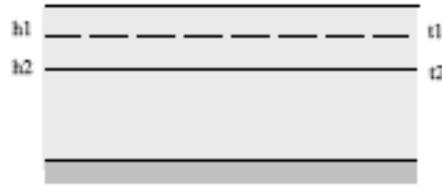
La confrontation des entrées aux sorties d'un système aquifère constitue un bilan en eau. Le bilan en eau est un schéma quantitatif de description des échanges d'eau entre le domaine considéré et l'extérieur.

Le *bilan* consistera à écrire l'équation : **Entrées - Sorties = Variations des réserves**

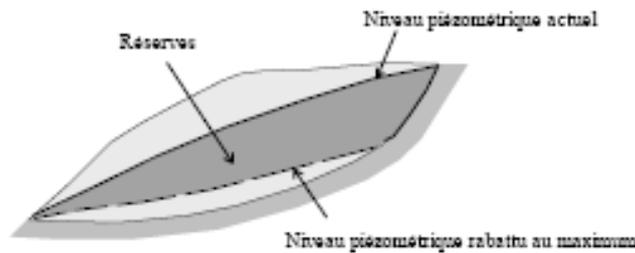
6.2 Réserves des nappes

6.2.1 Nappes libres

Un pompage dans un forage provoque un abaissement régional du niveau piézométrique, appelé rabattement de la nappe. Si l'on rabat d'une hauteur $\Delta h = h_1 - h_2$ la surface libre de la nappe :

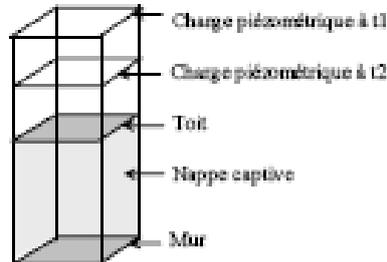


Le volume d'eau libéré par unité de surface est $\omega \Delta h$. Dans une nappe libre, l'eau pompée provient de la désaturation de l'aquifère. La réserve d'une nappe libre est le produit de la porosité par la surface de la nappe et par la différence du niveau piézométrique actuel avec le niveau piézométrique auquel on accepte de rabattre la nappe.



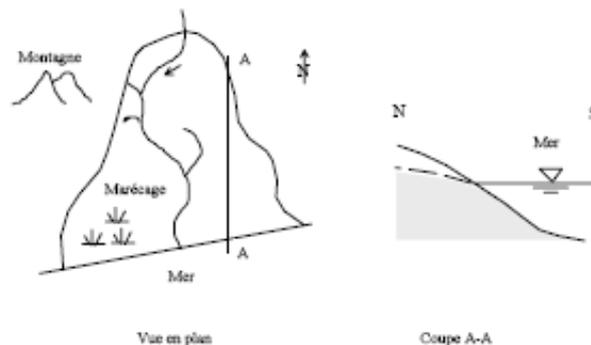
6.2.2 Nappes captives

Le volume d'eau libéré par unité de surface est $S \Delta h$ où S est le coefficient d'emménagement. La réserve d'une nappe captive est le produit du coefficient d'emménagement S par la surface de la nappe et par la différence de la hauteur piézométrique actuelle avec celle à laquelle on accepte de rabattre la nappe captive.



6.2.3 Exemple de calcul de bilan d'une nappe alluviale

Soit un bassin sédimentaire de 1000 km², s'écoulant à l'aval vers la mer et parcouru par une rivière.



Le bilan du système aquifère sur une année s'établit comme suit :

Entrées (m3/s)

Apports par infiltration directe de la pluie	6
Apports par infiltration des eaux de ruissellement descendant des reliefs	2
Infiltration à partir de la rivière à l'amont	1
Total	9

Sorties (m3/s)

Prélèvements par pompage	4
Ecoulement en mer	3
Drainage de la nappe par la rivière à l'aval	0.5
Reprise sur la nappe par évaporation dans la zone aval où elle est subaffleurante	0.5
Total	8

La variation de réserves doit être, dans ce cas, une augmentation moyenne de 1 m³/s, soit un volume stocké de 3.15 10⁷ m³ sur une année. Ce volume stocké peut être traduit par une augmentation de la charge de 0.315 m en moyenne sur les 1000 km² de la nappe, en admettant une porosité efficace de 10 %.