

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

Université Ferhat Abbas. Setif1

Introduction à la Mécanique des sols

**CHAPITRE III
HYDRAULIQUE SOUTERRAINE**

**3^{eme} Année/S6, licence Géologie Appliquée
Spécialité Géotechnique
2019/2020**

CHAPITRE III

HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

- 1 - éléments d'hydrauliques souterraine
- 2 - écoulements tridimensionnels et hydraulique des puits ;
- 3 - écoulements bidimensionnels et étude des réseaux d'écoulement ;
- 4 - effets mécaniques de l'eau sur les sols et interaction fluide-squelette ;
- 5 - effets de la capillarité dans les sols.

1. Introduction

L'eau est l'un des trois constituants élémentaires du sol (grains solides, eau, air). Elle se caractérise par une grande mobilité ; aussi toute modification apportée à ses conditions de gisement a une incidence directe sur le comportement mécanique du sol.

Les principales hypothèses et équations de l'hydraulique utilisées en mécanique des sols conduisant à un système simplifié, sont :

Le milieu filtrant est homogène et isotrope dans son ensemble et stable dans le temps ;

La phase liquide est homogène et isotrope ;

Le régime d'écoulement est laminaire ;

Le principe de continuité : masse d'eau entrante = masse d'eau sortante ;

Le principe d'Archimède ;

L'équation de Bernoulli (bilan énergétique) ;

La loi de Darcy : écoulement souterrain.

2. L'eau dans le sol

L'eau, qui contient un milieu poreux, se présente sous différents états. Outre la vapeur d'eau et l'eau de constitution du matériau, on distingue l'eau liée et l'eau libre (chapitre II).

3. Définitions

3.1. Nappes phréatiques

Une nappe phréatique (en grec "*phrear*" qui veut dire "puits") est une masse d'eau contenue dans les pores du sous-sol ; elle est accessible généralement par un puits ou par un forage. D'après Schoeller, une nappe souterraine d'eau est l'ensemble de l'eau saturant un terrain et dont les différentes parties sont en liaison continue, proche ou éloignée, les unes avec les autres, que ce soit à travers des pores, des fissures ou des chenaux. Elle peut avoir pour plancher une couche imperméable tout comme elle peut l'avoir comme toit.

Une nappe à surface libre est un réservoir d'eau souterraine non comprimé où le niveau supérieur de la est appelé niveau piézométrique.

Une nappe captive ou artésienne est une nappe limitée vers le haut par une couche imperméable ou semi perméable. Le niveau piézométrique, différent de celui de la surface de la nappe, est donné par la cote de l'eau dans un forage traversant le toit de la nappe.

3.2. Vitesse de l'eau dans le sol

Le trajet d'une molécule d'eau dans un sol saturé, sujet d'un régime d'écoulement laminaire et permanent suit des lignes de courant, son vecteur de vitesse est tangent à cette ligne. Sa vitesse apparente « V » en [m/s] est le rapport du débit de l'eau « Q » en [m³/s] écoulée à la section de l'échantillon de sol « S » en [m²], $V = \frac{Q}{S}$.

D'où le débit, pour une vitesse « V » constante est : $Q = V \times S$

La vitesse réelle entre les grains moyenne est $\frac{v}{n}$ où n est la porosité.

Dans la réalité les calculs en hydraulique impliquent la définition des lignes de courants fictifs et des vitesses apparentes « V ».

La force de pesanteur appliquée à un grain de volume unité est un vecteur vertical descendant de module $\gamma' = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{1 + e}$

La force d'écoulement interprétée par : $\gamma_w \vec{l}$ est tangente à la ligne de courant.

3.3. Charge hydraulique en un point

L'énergie totale d'un fluide en un point « M » est exprimée par sa charge hydraulique. Elle vaut l'énergie potentielle (hauteur d'eau et pression) plus l'énergie cinétique (vitesse). Comme en hydraulique, on utilise en mécanique des sols la notion de charge hydraulique « h » équivalente à l'énergie totale à une constante près. Cette charge hydraulique dans un sol saturé siège d'un écoulement permanent est mesurée en un point donné par l'altitude du niveau atteint par l'eau par rapport au plan de référence.

Les dimensions des pores à travers lesquels l'eau circule étant très variables, on est contraints de définir un écoulement moyen. La charge hydraulique h est définie en tout point, par l'équation de Bernoulli :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z$$

z : Cote du point considéré par rapport à un référentiel ;

u : Pression de l'eau ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

v : Vitesse de l'eau ;

g : Accélération de la pesanteur.

Par sa position dans le sol, la pression et la vitesse de l'eau en un point donné porte une quantité d'énergie « h » en mètres d'eau. Les vitesses dans les sols sont toujours faibles rendant négligeable le terme $v^2/2g$. D'où : $h \approx u/\gamma_w + z$.

3.4. Perte de Charge

La perte de charge (Δh) est une perte d'énergie entre deux points A et B. Cette relation fondamentale traduit la variation de la charge hydraulique de l'eau lors de sa circulation du point A vers B.

$$\Delta h = h_A - h_B$$

3.5. Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique représente la différence de niveau piézométrique entre deux points

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient hydraulique en un point donné est la perte de charge par unité de longueur $i = \frac{\Delta h}{d\ell}$.

Δh : la différence de charge h ;

$d\ell$: la longueur du trajet de l'eau dans le sol.

Le gradient hydraulique critique (i_c), est celui qui va provoquer un état de bouillonnance appelé phénomène de renard : $i_c = \frac{\Delta h_c}{L} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{1 + e} = \frac{\dot{\gamma}}{\gamma_w} \approx \frac{27 - 10}{1.7} = 10 \text{ kN/m}^3$.

Ce phénomène intervient lorsque la force d'écoulement est ascendante et de module supérieur au module de la force de pesanteur, c'est à dire si $\gamma_w \cdot i > \gamma'$. D'où le gradient critique : $i_c = \gamma' / \gamma_w$.

Dans un écoulement quelconque le gradient hydraulique en un point M est le vecteur \vec{i}

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}}(h) = \begin{pmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \\ \frac{\partial h}{\partial z} \end{pmatrix}$$

Où h est la charge en M . \vec{i} . Elle représente la direction et l'intensité de l'écoulement (l'eau s'écoule des charges les plus élevées vers les charges les moins élevées).

Si M' est infiniment proche de M : $dh = -\vec{i} \cdot \overrightarrow{MM'} = -\vec{i} dM$.

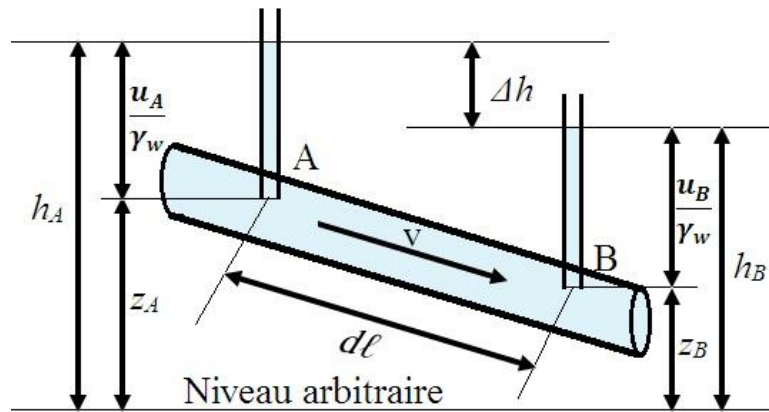


Figure 1 : Rapport de la hauteur de charge h , à la longueur ℓ sur laquelle s'effectue l'écoulement entre deux points.

4. Propriétés hydrauliques des sols

4.1. Loi de Darcy

La loi de Darcy, qui a été établie expérimentalement, est le fondement même de l'hydrodynamique souterraine. Cette loi relie le débit d'un fluide incompressible « Q » en $[m^3/s]$ filtrant verticalement au travers une colonne de sable saturée de section « S » en $[m^2]$ à la perte de charge, « i » par le coefficient de perméabilité « K », en $[m/s]$, soit :

$$Q = k. S. i = K. S. \left(\frac{Dh}{L}\right)$$

k : Coefficient de perméabilité de Darcy exprimé en $[m/s]$ ou $[m/j]$ qui varie en fonction de la nature du sol ;

i : le gradient hydraulique [sans unité].

Autrement dit cette loi relie la vectrice vitesse de l'eau « \vec{v} » entre deux points au vecteur gradient hydraulique « \vec{i} » (état énergétique) entre ces deux mêmes points par la conductivité hydraulique du substrat. La loi de Darcy peut donc s'écrire :

$$\vec{v} = k. \vec{i}$$

\vec{v} : La vitesse d'écoulement de l'eau (débit par unité de surface), qui est proportionnelle à la perte de charge et inversement proportionnelle à la hauteur de la conduite.

Tableau 1 : Quelques valeurs de perméabilité « k » (G. Castagny, 1992).

<i>k</i> en <i>m/s</i>	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 et moyen		gravier et sable			sable et limons argileux							
degrés de perméabilité	très bonne - bonne				mauvaise							nulle	
type de formation	perméable				semi-perméable							Imperméable	

4.2. Equipotentiellles et lignes de courant

Les équipotentiellles sont les lignes où la charge h_i est constante. Elles sont orthogonales aux lignes de courant.

$$\text{Si } dh = 0, \text{ alors } \vec{\tau} dM = 0$$

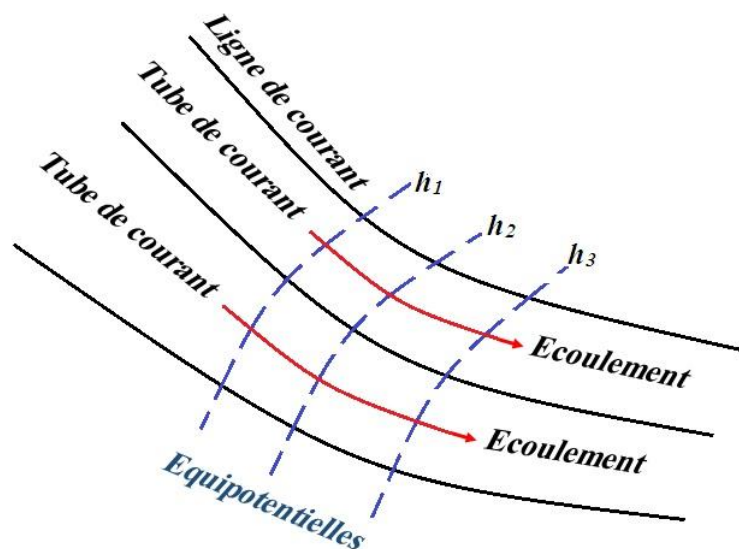


Figure 2 : réseau de lignes de courant et d'équipotentiellles d'un écoulement.

4.3. Lignes de courant dans le corps d'un barrage en terre

Un barrage en terre soumis à un écoulement en régime permanent, est ordinairement régi par les conditions aux limites suivantes : $h = H$, le long du parement amont AB ; et $h = z$ le long de la courbe de saturation BC . Avec des lignes de courant comprises entre la courbe de saturation et la fondation. Sur un substratum imperméable l'application de la loi de Darcy $\vec{v} = k \cdot \vec{i}$ permet de calculer le débit de fuite total au niveau du drain en pied de l'ouvrage

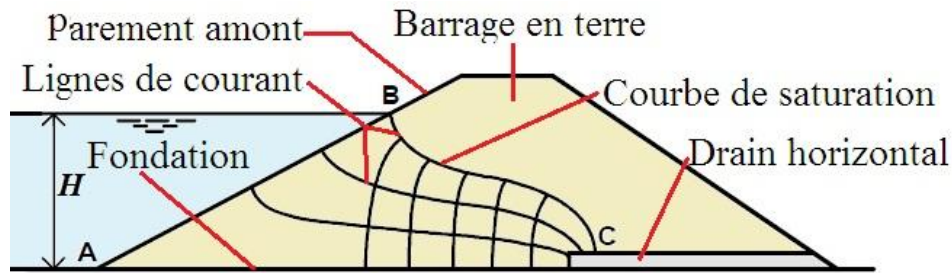


Figure 3 :Ecoulement dans le corps d'un barrage en terre drainé horizontalement, (potentiel nul au niveau du drain).

4.4. Paramètres descriptifs de l'infiltration

L'infiltration qualifie le transfert de l'eau à travers les couches superficielles du sol, lorsque celui-ci reçoit une averse ou s'il est exposé à une submersion. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les interstices du sol en surface et pénètre par la suite dans le sol sous l'action de la gravité et des forces de succion, on peut définir :

Le régime d'infiltration « $i(t)$ », qui désigne le flux d'eau pénétrant dans le sol en surface en [mm/h]. Le taux d'infiltration dépend avant tout du régime d'alimentation, de l'état d'humidité et des propriétés du sol.

L'infiltration cumulative, « $I(t)$ », est le volume total d'eau infiltrée en [mm] pendant une période donnée. Elle est égale à l'intégrale dans le temps du régime d'infiltration.

$$I(t) = \int_{i_0}^i i(t). dt \text{ Avec : } I(t) : \text{infiltration cumulative au temps } t ;$$

$i(t)$: taux d'infiltration au temps t .

4.5. Mesure de la perméabilité

La perméabilité « k » est l'aptitude d'un sol (au labo.) ou d'un réservoir (terrain) à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique.

Au laboratoire, on utilise le perméamètre à charge constante pour mesurer la perméabilité des sables et le perméamètre à charge variable pour mesurer la perméabilité des argiles.

Le perméamètre à charge constante permet de mesurer le débit nécessaire pour maintenir plein le réservoir haut ;

Le perméamètre à charge variable permet de mesure, en fonction du temps, la descente dans le tube (situé sous le réservoir haut).

En prenant en compte la perméabilité, l'expression des débits d'écoulement devient donc

$$Q = V.S = k.S.i = \frac{k.S.h}{\ell}$$

Avec V : vitesse d'écoulement en [m/s] ;

S : section traversée par l'écoulement en $[m^2]$;

k : perméabilité de Darcy en $[m^3/sec]$;

i : gradient hydraulique.

Pour mesurer le volume d'eau (Vol) traversant l'échantillon de sol pendant le temps t .

$$Q = \frac{Vol}{t} = k \frac{H}{\ell} \cdot S \quad \text{alors } k = \frac{Vol}{S \cdot t} \cdot \frac{\ell}{H}$$

Avec Vol : volume d'eau traversant l'échantillon ;

t : le temps ; pendant l'espace dt , le volume entrant = volume sortant ;

H : le niveau de charge ;

ℓ : la longueur du trajet de l'eau dans le sol.

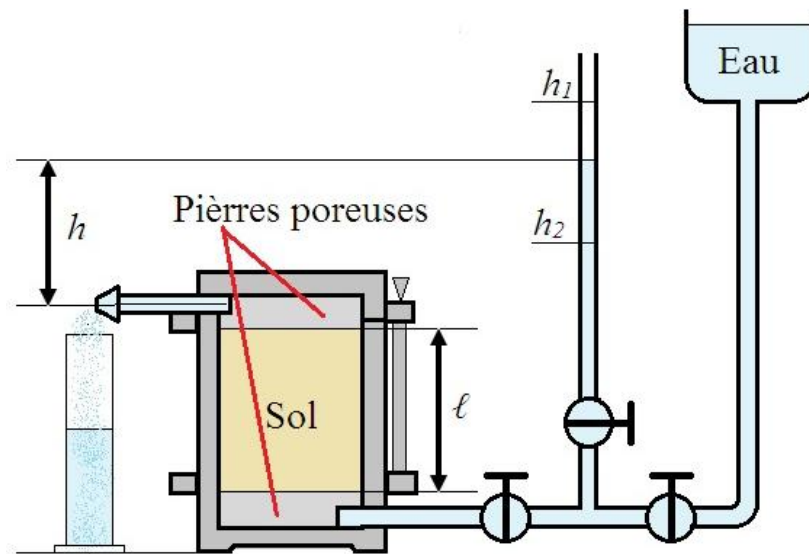


Figure 4 : Exemple d'un perméamètre à charge constante.

In situ, plusieurs essais peuvent être appliqués, les plus importants sont :

4.5.1. Essai DUPUIT

L'essai classique de pompage (norme NFP 94-130) consiste à pomper de l'eau dans un forage (de rayon r) à régime constant, jusqu'à ce qu'un régime permanent soit atteint ($h =$ constante). Un piézomètre, situé à une distance R connue du forage, permet de mesurer la hauteur de la nappe. Lors de cet essai de rabattement, le coefficient de perméabilité est obtenu par la formule de DUPUIT :

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

Les hauteurs h et H étant mesurées par rapport au substratum imperméable.

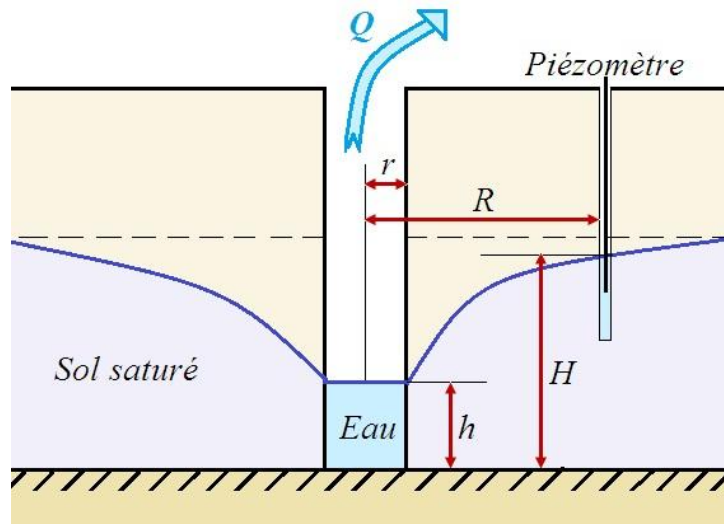


Figure 5 : rabattement d'une nappe.

4.5.2 Essai LEFRANC

Dans les sols perméables sous le niveau de la nappe, on pratique également l'essai Lefranc (norme NFP 94-132). Cet essai consiste au pompage ou injection à débit constant d'eau dans un forage et mesure de l'abaissement du niveau en fonction du temps.

4.5.3 Essai LUGEON

Dans les massifs rocheux, on pratique l'essai Lugeon (norme NFP 94-131) : qui consiste en une injection d'eau sous pression constante dans un forage.

A l'aide d'un obturateur (double ou simple), on crée une chambre sous pression à l'extérieur du puits (0,1 à 1 Mpa) et on mesure la perte d'eau en fonction du temps.

La perméabilité s'exprime en unité Lugeon. Cet essai est très pratique pour tester l'efficacité d'un traitement de terrain par injections.

Tableau 2 : Valeurs de perméabilité de quelques types des sols.

Sols	perméabilité en m/s
Sable (grelu)	2.10^{-5}
Argile verte (fin)	8.10^{-10}
Limon (fin)	5.10^{-8}
Tourbe (organique)	2.10^{-8}
Vase (organique)	4.10^{-9}

4.5.4. Cas des milieux anisotropes

L'anisotropie et l'hétérogénéité d'un milieu poreux influe sur le coefficient de perméabilité ($kh \neq kv$, la perméabilité en un point change suivant la direction).

Pour expliquer les écoulements dans les milieux stratifiés (anisotropes et hétérogènes), une transformation mathématique d'unité sur l'axe des z défini par $(z' = \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \cdot z)$ permet de se ramener au cas d'un milieu isotrope-homogène. Ce qui permet d'appliquer toutes les théories pour de calcul des paramètres hydrauliques.

Dans un remblai argileux compacté, il n'est pas rare de constater que kh est 10 à 100 fois supérieur à k_v . Cela est dû au mode de mise en œuvre par couches horizontales compactées.

5. La boullance et les règles de filtres

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. Ce phénomène appelé boullance peut éroder la partie fine et appauvrir le squelette solide du sol, ce qui se répercute par des tassements en surface. Ce phénomène peut être évité par la réalisation de filtres constitués de couches de matériaux perméables de granulométrie intermédiaire, ou de nappes de géo-synthétiques appropriées. Ils sont choisis de manière à permettre à l'eau de s'écouler sans entraînement de particules.

La granulométrie permet de vérifier les conditions de filtre (critère de rétention et critère de perméabilité), entre deux zones successives d'un ouvrage hydraulique, en particulier entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant ou bien entre le noyau d'un barrage et ses recharges grossières.

Parmi les diverses règles empiriques relatives à l'exécution des filtres entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain, leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

Condition de rétention : $D_{15} < 5.d_{85}$;

Condition de perméabilité : $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$;

Condition de propreté de matériau constitutif du drain : $D_{05} > 0,08 \text{ mm}$.

Condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes ($D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$) : $5.d_{50} < D_{50} < 10.d_{50}$.

Cu des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.