

Figure 8. Equilibre d'un élément de sol soumis à un écoulement

On aboutit au système suivant : (utiliser $\text{div} \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{f}} = \underline{\underline{0}}$; contraintes normales en compression)

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau'_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \tau'_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau'_{yz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial \tau'_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau'_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z} + \gamma' = 0 \end{cases} \quad (14)$$

L'écriture des équations d'équilibre pour un sol saturé, siège d'un écoulement permanent d'eau, montre qu'en tout point s'exercent deux forces volumiques :

- le vecteur poids volumique du sol déjaugé : $-\gamma' \underline{e}_z$;
- le vecteur force d'écoulement volumique : $i \gamma_w = -\gamma_w \left(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z} \right)$.
- le vecteur force volumique total est : $\underline{f} = -\gamma' \underline{e}_z + \gamma_w \underline{i}$.

Application : Phénomène de renard

Pour le rideau de palplanches représenté sur la figure 9, les lignes de courant sont pratiquement verticales du côté aval surtout près du fond de fouille où le sol est soumis à :

- une force verticale descendante : $\gamma' dV$,
- une force verticale ascendante : $i \gamma_w dV$.

Lorsqu'on est dans le cas où : $i = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$,

le sol est entraîné par le courant, il a tendance à se soulever (la résultante des forces est nulle): on a alors :

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (15)$$

on montre que la condition (15) s'écrit de même :

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (16)$$

Mais comme on a : $\gamma' \approx 10 \text{ kN/m}^3$, le gradient hydraulique critique i_{cr} est égal à l'unité.

On a : $i_{cr} \approx 1$ pour les sables et graviers, c'est aussi le cas des sables mouvants.

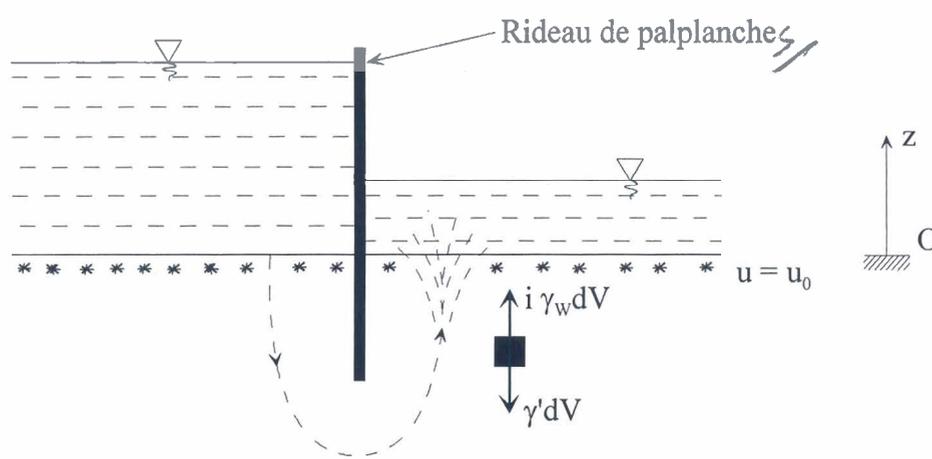


Figure 9. Phénomène de Renard

Interprétation physique :

La contrainte effective s'annule au point où $i\gamma_w = \gamma'$, ce qui marque l'« instabilité » du sol.

Phénomène de Renard : Écoulement vertical ascendant (figure 9) d'où :

$$\begin{aligned}
 i &= -\frac{\partial h}{\partial z}, \quad h = \frac{u}{\gamma_w} + z \\
 \Rightarrow \quad i &= \frac{-1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} - 1 \\
 i &= i_{cr} \rightarrow i\gamma_w = \gamma' \\
 \Rightarrow \quad \frac{\partial u}{\partial z} - \gamma_w &= \gamma' \\
 \Rightarrow \quad \frac{\partial u}{\partial z} &= -(\gamma' + \gamma_w) = -\gamma \\
 \Rightarrow \quad u &= -\gamma z + u_0 = -\gamma z \quad \text{or} \quad \sigma_z = -\gamma z + u_0 \\
 \sigma'_z &= \sigma_z - u \\
 \sigma'_z &= 0
 \end{aligned} \tag{17}$$

Remarques :

1) En utilisant le résultat, établi au chapitre 1, concernant le poids volumique du sol déjaugé, le gradient hydraulique critique s'exprime de même par :

$$i_{cr} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w(1+e)} \tag{18}$$

2) La condition de Renard ^{peut être} est exprimée d'une autre façon (voir photocopié de travaux dirigés).

4.6 Mesures du coefficient de perméabilité

Les mesures du coefficient de perméabilité se font par une percolation verticale d'eau à travers des échantillons de sols dont le volume est petit. Mais on peut réaliser aussi une détermination en place ^{de la} du coefficient de perméabilité ^{de même}.

Dans le deuxième cas, on ~~peut~~ détermine un coefficient de perméabilité global

en laboratoire,
par rapport aux dimensions d'une couche de sol.
la mesure
 Dans le cas on mesure la perméabilité dans une direction privilégiée

4.6.1 Mesure de la perméabilité en laboratoire

4.6.1.1 Perméamètre à charge constante (figure 10)

La charge hydraulique est constante grâce au niveau d'eau maintenu constant dans le bac. L'échantillon, de longueur l et de section S , est le siège d'un écoulement uniforme dont le gradient hydraulique est:

$$i = h/l$$

Soit V_w volume d'eau récupéré dans l'éprouvette durant le temps t , le débit vaut alors:

$$Q = V_w/t$$

La vitesse d'écoulement est:

$$v = Q/S$$

En appliquant la loi de Darcy, on détermine l'expression du coefficient de perméabilité:

$$k = \frac{(V_w/h)(l/t)}{S} \quad (19)$$

Remarque:

La précision de la mesure de k est liée directement à la mesure de V_w , par conséquent ce type de perméamètre est conseillé seulement pour les sols relativement pulvérulents pour lesquels on récupère une quantité d'eau suffisante au bout d'un petit intervalle de temps.

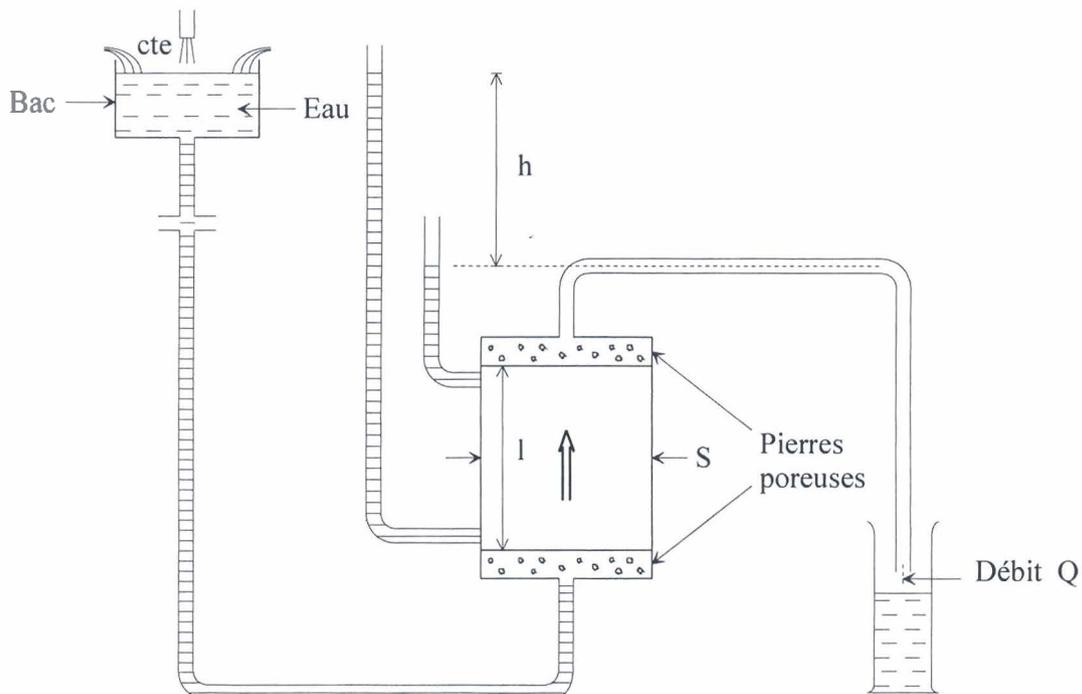


Figure 10. Perméamètre à charge constante

la condition sur le pas de la hauteur l'écoulement vers doc. de T.P.
(Bouammi et Bouammi, 2007)

4.6.1.2 Perméamètre à charge variable (figure 11):

Il est utilisé pour la détermination de la perméabilité des sols fins, qui est déduite à partir de la mesure de la variation de la charge hydraulique pendant un temps donné. On note:

S : la section de l'échantillon,

S_T : la section du tube (T),

l : la longueur (ou hauteur) de l'échantillon.

Mode opératoire:

L'échantillon étant saturé d'eau, on ferme le robinet, et on mesure h_1 la hauteur d'eau dans le tube (T). On ouvre le robinet, puis au bout d'un temps donné on mesure la nouvelle hauteur d'eau dans le tube: soit h_2 .

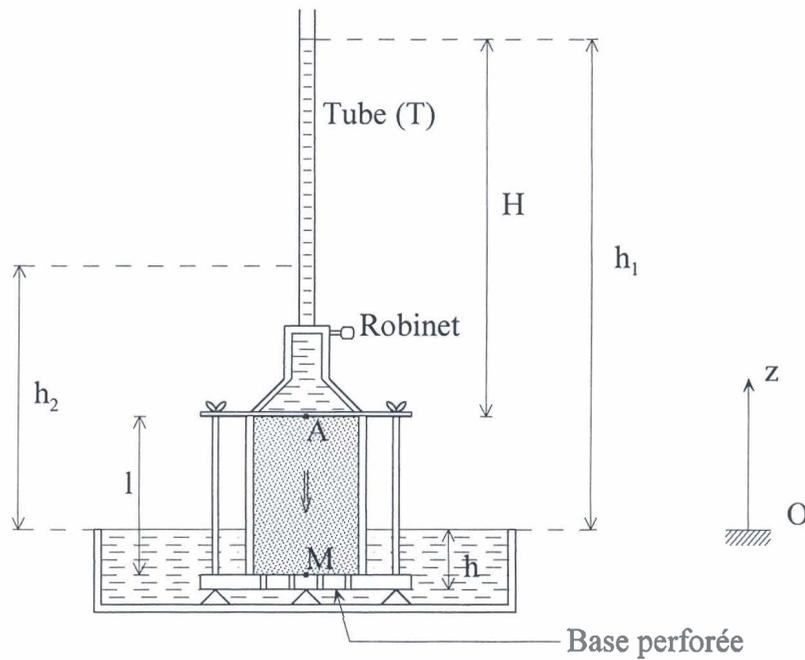


Figure 11. Perméamètre à charge variable

Détermination de k.

Soit h la charge hydraulique (ou la hauteur d'eau) dans le tube à l'instant t , on raisonne sur un intervalle de temps dt .

L'abaissement du niveau d'eau ($-dh$) résulte de l'écoulement d'eau dans l'échantillon. Le volume d'eau écoulée est:

$$dV_w = -dh.S_T \quad (20)$$

qu'on écrit aussi, en considérant l'écoulement à travers le sol:

$$dV_w = k.i.S.dt \quad (21a)$$

le gradient hydraulique est:

$$i = \frac{h}{l} \quad (21b)$$

Vérifier $(h_A - h_M)$

où h désigne la perte de charge totale entre les extrémités A et B de l'échantillon.

A partir des équations (10), (11a), et (11b), on obtient:

$$dt = -\frac{S_T}{S} \frac{1}{k} \frac{dh}{h} \quad (22)$$

En intégrant (12) sur l'intervalle de temps $[0,t]$, on trouve:

$$dt = \frac{S_T}{S} \frac{1}{k} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

d'où on obtient en définitive:

$$k = \frac{S_T}{S} \frac{1}{t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (23)$$

Remarque. La précision sur la détermination de k est liée à la mesure de h_2 au temps t , c'est pour cette raison que l'écoulement doit être lent. Ce qui est le cas pour les sols fins.

4.6.2 Mesure de la perméabilité en place

On peut profiter d'un essai de pompage pour mesurer la perméabilité des sols en place, c'est le cas de l'essai Lefranc {6}.

On aménage une cavité à la partie inférieure d'un trou de sondage (tubage). La cavité est souvent de forme cylindrique de longueur L et de diamètre d (figure 12). Le niveau d'eau est maintenu constant dans le trou de sondage, en régime permanent le débit d'eau s'écrit:

$$Q = K_f k H$$

H est la hauteur d'eau située entre le niveau de la nappe phréatique et le niveau d'eau dans le trou de sondage.

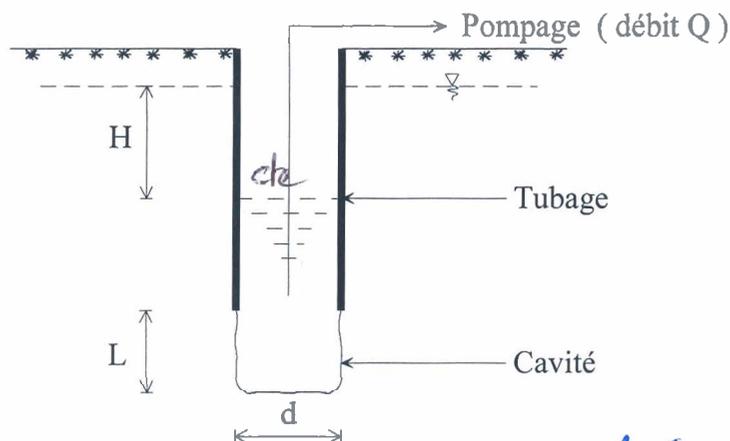


Figure 12. Détermination de la perméabilité ^{en place} par l'essai Lefranc

La valeur de K_1 dépend de la géométrie du trou de forage des conditions aux limites, en particulier, on distingue les cas suivants:

- $L > 2d$:
$$K_1 = \frac{2\pi L}{\ln \frac{2L}{d}}$$

- $L < 2d$:
$$K_1 = 2\pi d \sqrt{\frac{L}{d} + \frac{1}{4}}$$

Dans ce cas la cavité peut être assimilée à une sphère.

- $L = d$:
$$K_1 = 2,24d$$

- Cavité sphérique:
$$K_1 = 2\pi d$$

Par analogie avec le perméamètre à charge variable, on peut réaliser cet essai avec un niveau d'eau variable dans le sondage pour les sols peu perméables. On montre aisément, de la même façon qu'en 4.6.1.2, que le coefficient de perméabilité est donné par:

$$k = \frac{S}{K_1} \frac{1}{t_1 - t_0} \ln \frac{h_0}{h_1}$$

S est la section droite du tubage,

h_1 et h_0 sont les niveaux d'eau (par rapport au niveau phréatique) dans le tubage entre les instants t_1 et t_0 .

Remarques

- Les essais à niveau constant sont conseillés si on a : $k > 10^{-4}$ m/sec . Dans le cas contraire on réalise les essais à niveau variable.

fracturation !

- De même on réalise, couramment en pratique, l'essai Lugeon pour estimer la perméabilité et le degré des fractions ratios des massifs rocheux.

4.7 Application à l'étude de stabilité d'un fond de fouille

Soit une fouille ouverte dans une couche d'argile saturée, située au dessus d'une couche perméable. On supposera que la nappe est à surface libre ($u = 0$ sur la surface piézométrique) (figure 13). Etudions la stabilité de cette fouille :

Un écoulement d'eau se produit dans la couche d'argile, on distingue les cas :

- à **court terme** où l'écoulement est transitoire,

- à **long terme** lorsque l'écoulement permanent s'établit.

Etude à court terme

Après l'ouverture de la fouille l'équilibre hydraulique est perturbé : un écoulement ascendant s'établit entre le toit de la couche perméable et le fond de fouille. Cet écoulement transitoire ne permet pas une étude de la stabilité du fond de fouille avec les forces volumiques; on considère donc l'équilibre en contraintes totales d'un élément de sol (aba'b') du fond de la fouille, qui est soumis à:

- son poids total:

$$W = \gamma \cdot H_1 \cdot S,$$

- la résultante des pressions interstitielles au toit de la couche perméable :

$$U_e = \gamma_w (H_1 + H_2) S$$

S est la section transversale par mètre linéaire ($S = |a' b'| \cdot 1$), l'équilibre est réalisé si on a :

$$W = U_e + R'$$

La condition de stabilité est assurée si la force résultante due aux contraintes effectives R' est positive de compression, d'où la condition :

$$\gamma' \cdot H_1 > \gamma_w \cdot H_2$$

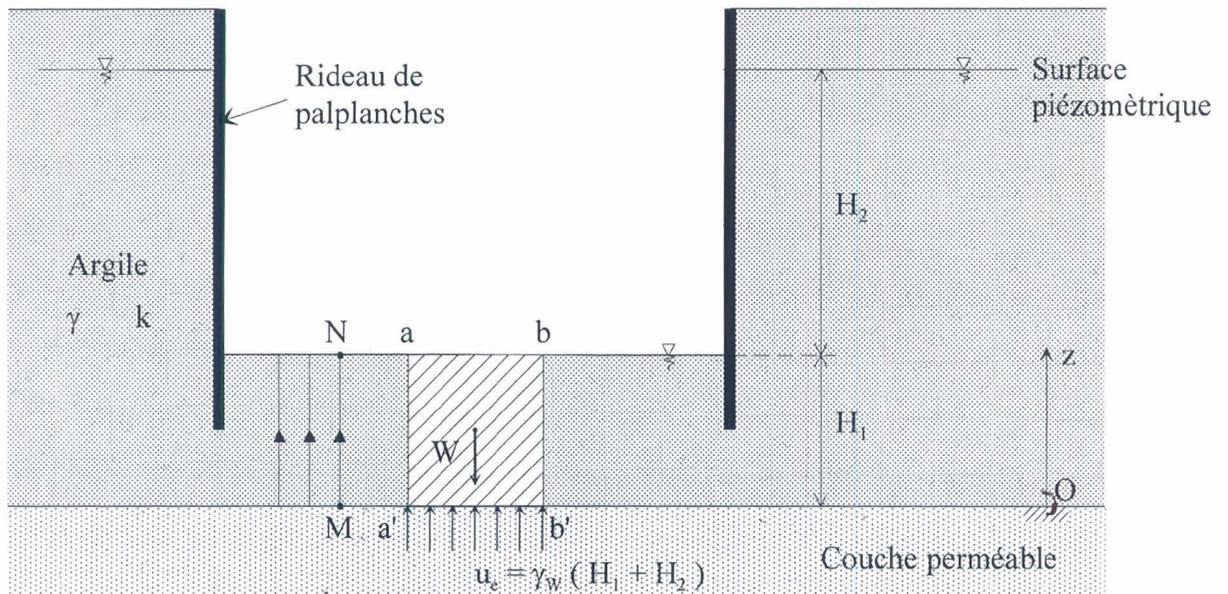


Figure 13. Stabilité d'une fouille dans une couche d'argile

Remarque.

Cette méthode de résolution du cas « court terme », dite aussi « des pressions interstitielles » a un champ d'application plus large que celui de la méthode des forces volumiques, elle permet également la détermination des forces hydrauliques dans le cas d'écoulements non permanents {9}.

Etude à long terme (en supposant que les conditions aux limites hydrauliques restent inchangées)

L'écoulement devient permanent et on peut appliquer la méthode des forces volumiques. Le gradient hydraulique est vertical ascendant, sa valeur est constante et est égale à:

$$i = \frac{h_M - h_N}{H_1}$$

avec:

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M = H_1 + H_2$$

$$h_N = \frac{u_N}{\gamma_w} + z_N = H_1$$

d'où

$$i = \frac{H_2}{H_1}$$

L'élément de sol (aba'b') est soumis à la force d'écoulement verticale:

$$E_w = i \cdot \gamma_w \cdot H_1 \cdot S = \gamma_w \cdot H_2 \cdot S$$

Cette force s'oppose au poids déjaugé:

$$W' = \gamma' \cdot H_1 \cdot S$$

La condition de stabilité à long terme s'écrit:

$$W' > E$$

d'où on obtient:

$$\gamma' \cdot H_1 > \gamma_w \cdot H_2$$

On remarque qu'on retrouve le résultat obtenu par l'étude de la stabilité à court terme; c'est évident parce que les conditions aux limites sur les pressions interstitielles sont identiques dans les deux cas d'étude.

4.8 Etude des réseaux de drainage: puits et aiguilles filtrantes

L'étude d'un réseau de drainage dans un sol nécessite de bien distinguer entre les notions suivantes {6}:

- surface de la nappe: surface de l'eau limitant la partie supérieure de la nappe;
- nappe libre: nappe où la pression interstitielle au niveau de la surface est nulle;
- nappe phréatique: première nappe libre rencontrée depuis le niveau du terrain naturel, la surface de cette nappe est appelée niveau phréatique;
- nappe captive : nappe pour laquelle la pression de l'eau en surface est positive, une telle nappe est généralement prisonnière entre deux couches de sols aquifuges (se comportant comme des sols ou des roches imperméables);
- nappe artificielle: nappe créée par l'homme, telle que celle qui existe à l'intérieur du corps d'un barrage.