

CAPÍTULO 7

FLUJO DE AGUA EN EL SUELO

7.1 Flujo descendente.

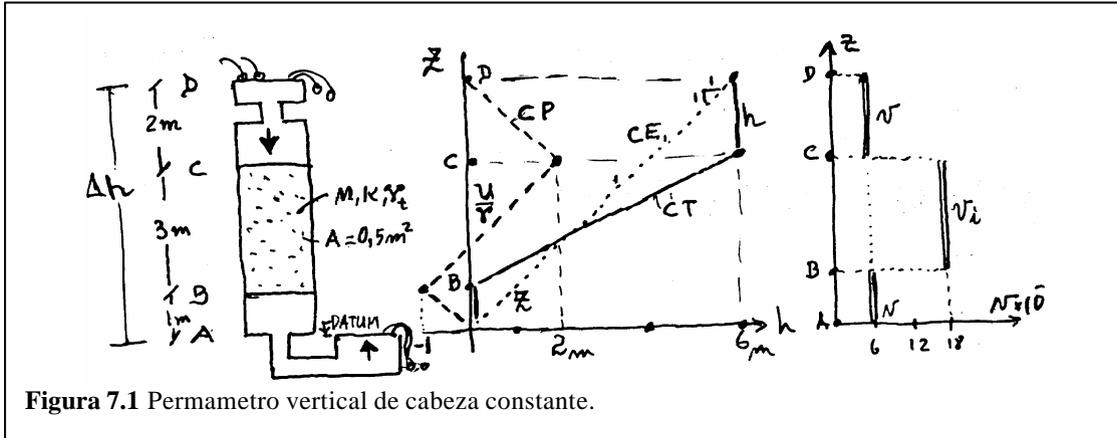


Figura 7.1 Permeámetro vertical de cabeza constante.

El permeámetro vertical de cabeza constante recibe agua por D, que fluye por el suelo entre C y B para salir por A. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 6m y el flujo en el suelo es descendente.

Cálculo de i , Q , v , v_i , si el suelo tiene $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ Ton/m}^3$

- a) $\Delta h = 6\text{m}$; $L = 3\text{m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{6}{3} = 2$ (DARCY)
- b) $Q = n \cdot A = K \cdot i \cdot A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 0,5 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg}$ (DARCY)
- c) $n = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}/\text{sg}$ (velocidad de descarga v)
- d) $n_i = \frac{n}{h} = \frac{6 \cdot 10^{-4}}{1/3} = 18 \cdot 10^{-4} \text{ m}/\text{sg}$ (velocidad de infiltración v_i)
(la velocidad real es $v < v_i$)

Cálculo de cabezas: (Las rejillas sostienen el suelo en B y C, pero no al agua).

Pto	CE	CP (con flujo descendente)	CT = CE + CP
D	6m	0m	6 + 0 = 6m
C	4m	$\frac{2 \cdot 1}{1} = 2\text{m}$	4 + 2 = 6m
B	1m	$\frac{2 \cdot 1}{1} - \frac{3 \cdot 1}{1} = -1\text{m}$	1 - 1 = 0m
A	0m	$\frac{2 \cdot 1}{1} - \frac{3 \cdot 1}{1} + \frac{1 \cdot 1}{1} = 0\text{m}$	0 + 0 = 0m

Δh = 6m

Obsérvese que el punto A, como el D, están a presión atmosférica y que nos interesa el peso del agua fluyendo hacia abajo, por lo que en CP (de A y B) existe signo negativo, para la columna de 3 metros.

7.2 FLUJO ASCENDENTE: La figura muestra un permeámetro vertical ($\Delta h = cte$)

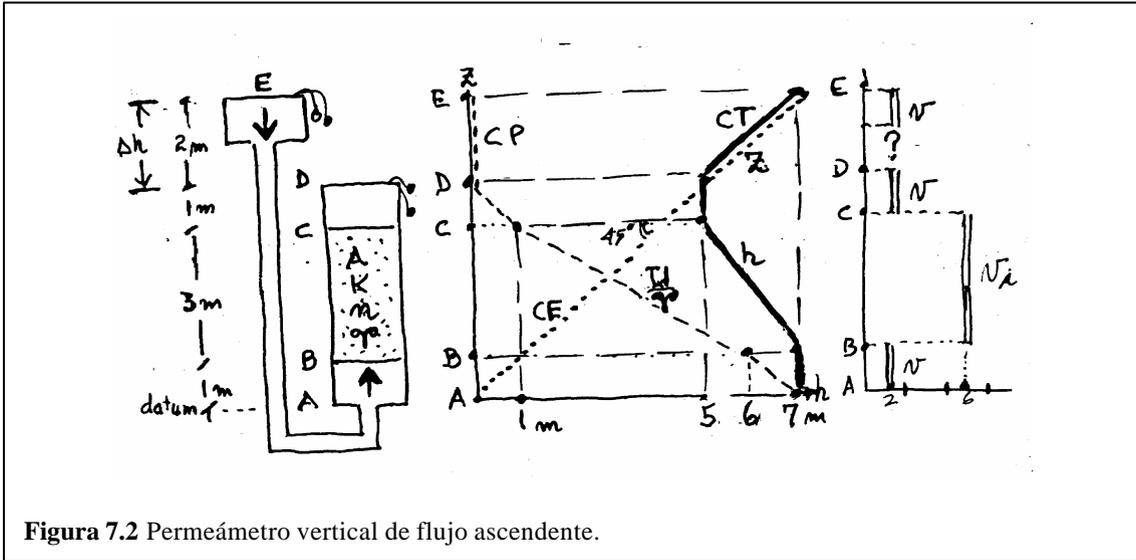


Figura 7.2 Permeámetro vertical de flujo ascendente.

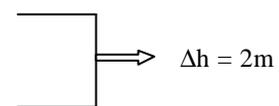
El permeámetro recibe el agua por E; esta fluye ascendiendo por el suelo, entre B y C, para salir por D. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 2m. (El área transversal $A = 0,5 \text{ m}^2$)
 Cálculo de i, Q, v, v_i , si $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ TT/m}^3$

- a) $\Delta h = 2 \text{ m} ; L = 3 \text{ m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ (DARCY)}$
- b) $Q = n \cdot A = K \cdot i \cdot A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg} \text{ (DARCY)}$
- c) $n = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/sg} \text{ (velocidad de descarga; es la real)}$
- d) $v_i = \frac{v}{h} = \frac{2,0 \cdot 10^{-4}}{1/3} = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m/seg} \text{ (velocidad de infiltración)}$

La $v_{\text{real}} > v_{\text{infiltración}}$, es correcto

Cálculo de cabezas: (en B y en C existen rejillas porosas para retener el suelo)

PTO	CE	CP	CT = CE + CP
E	7m	0m	7 + 0 = 7m
D	5m	0m	5 + 0 = 5m
C	4m	$\frac{1 \cdot 1}{1} = 1 \text{ m}$	4 + 1 = 5m
B	1m	$\frac{1 \cdot 1}{1} + \frac{3 \cdot 1}{1} + \frac{2 \cdot 1}{1} = 6 \text{ m}$	6 + 1 = 7m



$$A \quad \left| \quad 0m \quad \right| \quad \left| \quad \frac{7*1}{1} = 7m = CP_B - \frac{2*1}{1} \quad \right| \quad \left| \quad 7 + 0 = 7m \quad \right|$$

Compárese, en ambos permeámetros, la cabeza de presión, CP, del punto B. El signo +/- depende de la dirección del flujo (aquí es +).

Licuación: En un sismo, el agua es forzada a evacuar el suelo. Cuando el agua asciende a través de la arena, gracias a la cabeza h , se produce un gradiente hidráulico $i_s = h/L$ de salida, como ocurre en la pared de aguas abajo de las presas. El esfuerzo vertical σ_v en la base de la arena A, vale:

$$\sigma_v = \gamma_{SAT} L \quad (\text{agua más suelo}) \quad (7.1)$$

La presión intersticial U en el plano A vale

$$U = \gamma_w (L + h) \quad (\text{agua sola}) \quad (7.2)$$

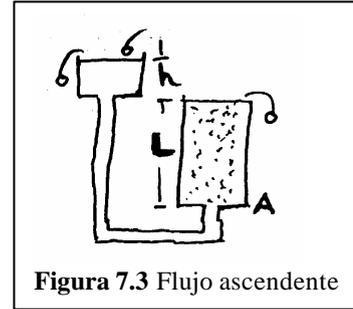


Figura 7.3 Flujo ascendente

El esqueleto mineral del suelo estará absorbiendo esfuerzos que no absorbe el agua y que se denominan esfuerzos efectivos σ' . El esfuerzo efectivo vertical σ'_v es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - U \quad (\text{suelo solo}) \quad (7.3)$$

Reemplazo 7.1 y 7.2 en 7.3:

$$\sigma'_v = \gamma_s L - \gamma_w (L + h) = (\gamma_s - \gamma_w) L - \gamma_w h$$

$$\sigma'_v = \gamma' L - \gamma_w h$$

$$s'_v = g' L \left[1 - \frac{g_w h}{g' L} \right] \quad (7.4)$$

La licuación se da cuando se anula el esfuerzo efectivo: $\sigma'_v = 0$. Haciéndose 7.4 igual a cero, se obtiene el gradiente crítico i_c

$$i_c = \frac{g'}{g_w} = \frac{G_S - 1}{1 + e} \quad (7.5)$$

Naturalmente $i_c = \frac{hc}{L}$, donde hc es la altura crítica que en el permeámetro puede causar licuación, cuando $\sigma' = 0$.

La ecuación 7.5 muestra que i_c es independiente del tamaño de los sólidos, y que la licuación puede darse en cualquier suelo. Pero en la práctica es más probable en limos, y entre las arenas, en las finas y medias.

Para las arcillas, la adherencia del tipo stiction evita la destrucción de los esfuerzos efectivos, y en los suelos gruesos, la permeabilidad es alta, por lo que la demanda de agua para la licuación también lo es.

Suelo anisotrópico heterogéneo

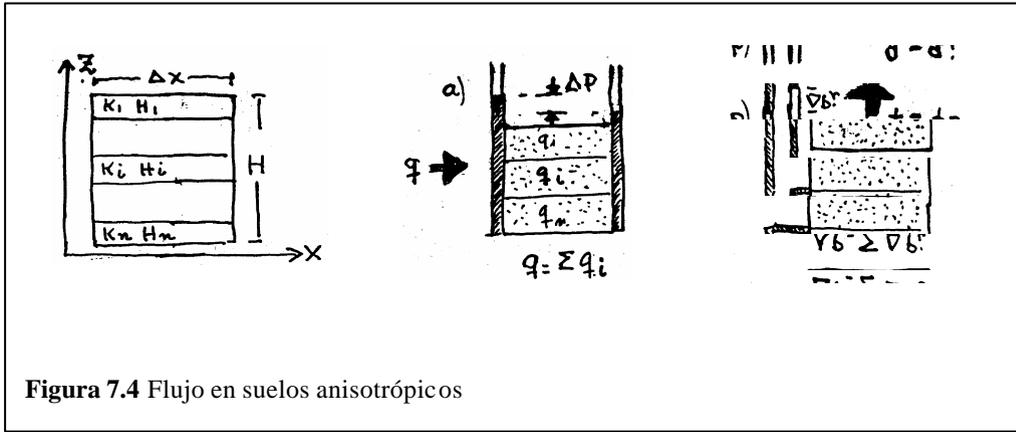


Figura 7.4 Flujo en suelos anisotrópicos

En una estratificación, el flujo puede ser paralelo a las capas (a) o normal (b). El problema consiste en obtener la permeabilidad K equivalente, en la dirección del flujo, K_x o K_z , con Darcy:

a) **Flujo paralelo:** El gradiente es el mismo en cualquier capa.

$$i = -\frac{\Delta P}{\Delta x} \quad \text{es constante}$$

$$q_i = K_i * H_i * i$$

$$q = i \sum K_i H_i \quad (7.6)$$

$$q = i K_x H = i K_x \sum H_i \quad (7.7)$$

es el gasto en la capa i
es el gasto total
también es el gasto

$$\text{de (7.6) = (7.7)} \quad K_x = \frac{\sum K_i * H_i}{\sum H_i} = \frac{\sum K_i * H_i}{H}$$

b) **Flujo perpendicular:** La velocidad no cambia en el suelo.

$$i_i = -\frac{\Delta P_i}{H_i} \quad (7.8) \quad \text{es diferente en cada capa}$$

$$i = \sum i_i = \frac{-\sum \Delta P_i}{\sum H_i} \quad (7.9) \quad \text{gradiente total}$$

$$q_i = K_i * \Delta x * i_i = -K_i * \Delta x \left(\frac{-\Delta P}{H_i} \right) \quad (7.10) \quad \text{con (7.8)}$$

$$q = K_z * \Delta x * i = -K_z * \Delta x \left(\frac{\sum \Delta P_i}{\sum H_i} \right) \quad (7.11) \quad \text{(con 7.9)}$$

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q_i}{\Delta x} \right) \sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right) \quad (7.12) \quad \text{(con 7.10)}$$

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q}{K_z * \Delta x}\right) \sum H_i \quad (7.13) \quad (\text{con 7.11})$$

de (7.12) y (7.13), como $q = q_i$:

$$K_z = \frac{\sum H_i}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i}\right)} = \frac{H}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i}\right)} \quad (7.14)$$

Flujo bidimensional.

Se ha visto el flujo unidimensional, con permeámetros horizontales y verticales (ascendente y descendente) y para una y varias capas (flujo paralelo y normal). Veamos ahora el flujo bidimensional permanente, en suelo isotrópico, el que se gobierna por la ecuación de flujo de Laplace en dos variables, de segundo orden y homogénea, y que tiene dos soluciones: La función de potencial Φ y la función de corriente Ψ

La ecuación diferencial es

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial h}{\partial z^2} = 0 \Rightarrow$$

(sale de la ecuación de la pág. 52)

POTENCIAL $\Phi(x,z)$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = n_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = n_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

CORRIENTE $\Psi(x,z)$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = -n_z = K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial z} = n_x = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

Resolviendo estas (integrado), se llega a estas soluciones

$$\left\{ \begin{aligned} \Phi(x,z) &= -Kh_{(x,z)} = -K\Delta P \\ \Delta q &= \Psi_2 - \Psi_1 = \Delta \Psi \end{aligned} \right\} \quad (7.15)$$

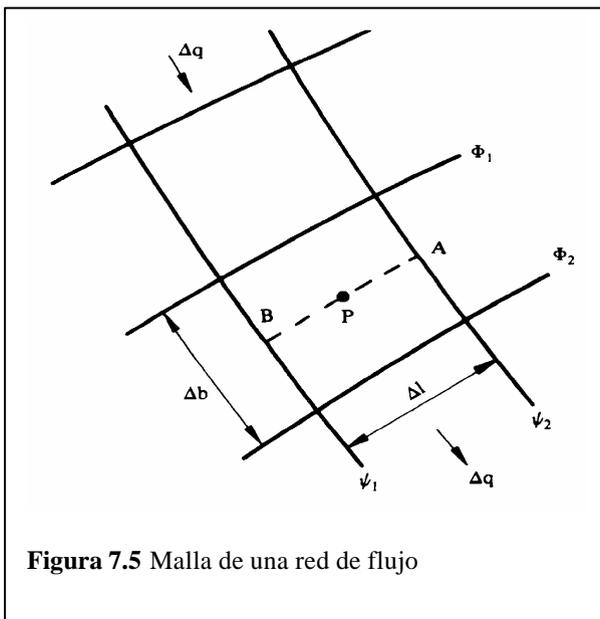


Figura 7.5 Malla de una red de flujo

Donde h es la cabeza hidráulica total, por lo que Φ es una medida de la cabeza hidráulica total. De otro lado $\Delta q = \Psi_2 - \Psi_1$, significa que el caudal entre dos líneas de corriente es constante y, en consecuencia, las líneas de corriente no se cruzan.

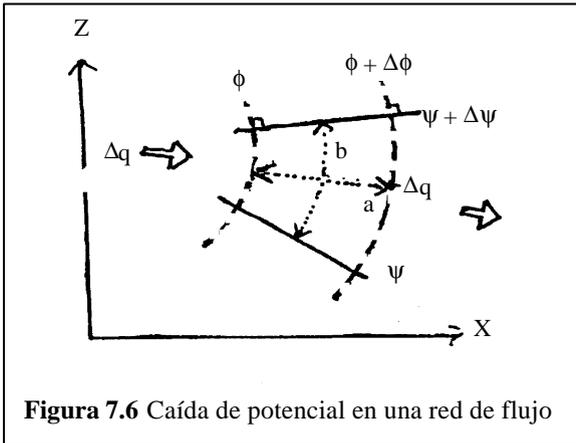


Figura 7.6 Caída de potencial en una red de flujo

Como $\Delta q = \text{cte.}$, $\frac{a}{b} = \text{cte.}$, en la red de flujo
Según Darcy: $v = K \cdot i$, pero

$$n = \frac{\Delta q}{b} \text{ y también:}$$

$$i = \frac{\Delta P}{a} \text{ entonces:}$$

$$? \frac{\Delta q}{b} = -K \left(\frac{\Delta P}{a} \right)$$

Perosegún I $\Rightarrow \Delta \Phi = -K \Delta P \therefore$

$$\Delta q = \frac{b}{a} * \Delta \Phi \quad (7.16)$$

RED DE FLUJO CUADRADA: Tomando el valor de q de las expresiones 7.15 y 7.16, si $a = b$, entonces:

$$\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi \quad (7.17)$$

Simplificado el problema, tenemos la posibilidad de sumar los elementos de la red de flujo, de acuerdo al número de canales N_f y de caídas de potencial N_c , así: de 7.17

$$q = N_f \Delta q = N_f \Delta \Psi = N_f \Delta \Phi \quad (7.18)$$

$$\text{o sea } q = \left(\frac{N_f}{N_c} \right) N_c \Delta \Phi \quad (7.19)$$

pero según 7.15, tenemos
 $N_c \Delta \Phi = -K N_c \Delta P = -K(P_2 - P_1) \quad (7.20)$

Llevando 7.20 a 7.19, donde $(P_2 - P_1)$ es la cabeza total (h):

$$q = -K \frac{N_f}{N_c} (P_2 - P_1) \quad (7.21)$$

TABLESTACA

En la figura 7.8, una tablestaca impermeable (MC), controla un embalse con cabeza ($h = MN$), y produce un flujo (desde AB hasta DE), cuya red cuadrada se muestra con las líneas de flujo (continuas) ortogonales a las de potencial (puntos).

- Son equipotenciales Φ , además: MM' , NN' CD , y GH ; también $N_c = 8$
- Son líneas de corriente Ψ , además: BC ,

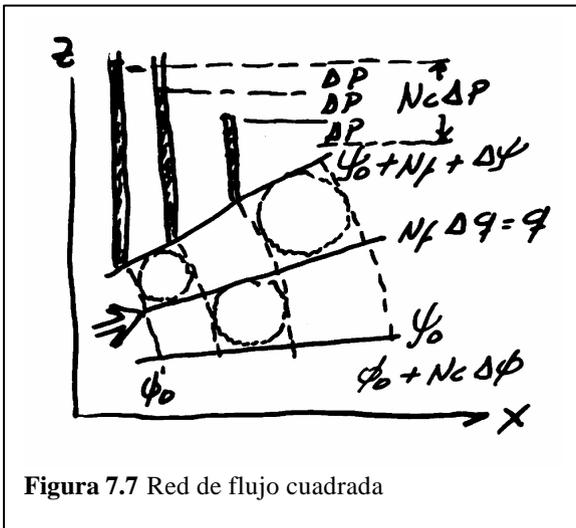


Figura 7.7 Red de flujo cuadrada

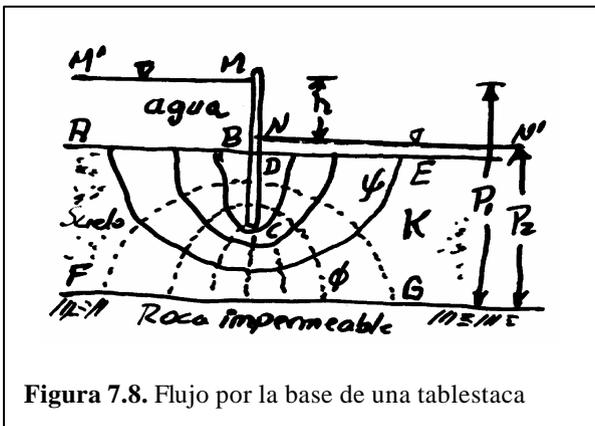


Figura 7.8. Flujo por la base de una tablestaca

- CD y FG; también $N_f = 4$
- La red se dibuja sólo en el suelo saturado, no en la roca ni en el agua.

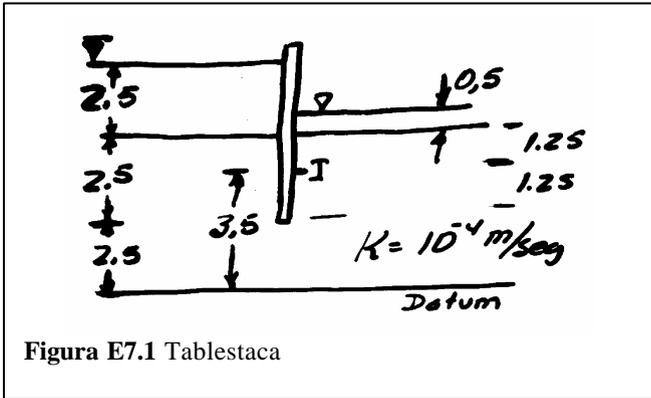


Figura E7.1 Tablestaca

Ejercicio 7.1: En la figura, con la red anterior, calcule q , ΔP , P_I , U_I

Solución:

$$q = -K \frac{N_f}{N_c} (P_2 - P_1) \therefore (\text{Según fig. pág. 66})$$

$$q = -10^{-4} * \frac{4}{8} (5,5 - 7,5) = 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$\Delta P = \frac{(P_1 - P_2)}{N_c} = \frac{-2}{8} = -0,25 \text{ m}$$

P_I : La línea de flujo, en el recorrido BCI, pasa por $6 \frac{1}{2}$ cuadrillos, lo que supone, una caída de potencial de $-(6,5 * 0,25) \text{ m}$.

Entonces, mirando el punto I, media de CD, en la red,

$$P_I = P_1 - (6,5 * 0,25) = 7,5 - (6,5 * 0,25) = 5,88 \text{ m}$$

U_I : Tenemos la cabeza total P_I , ya calculada, y conocemos la expresión de la cabeza piezométrico (pág. 53).

$$P_I = \left(\frac{U_I}{g_W} \right) + Z_I \therefore$$

$$U_I = g_W (P_I - Z_I) = 9,81(5,88 - 3,5) = 23,3 \text{ KN/m}^2$$

CONDICIÓN ANISOTRÓPICA

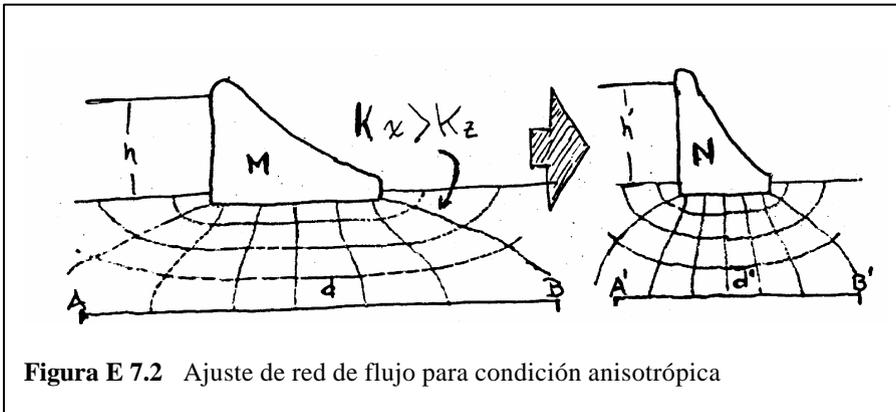


Figura E 7.2 Ajuste de red de flujo para condición anisotrópica

$$A'B' = AB * \sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$$

$$h' = h$$

Esta situación conduce a una red de elementos rectangulares como “d” para que se cumpla en M la condición $\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi$ que utiliza la solución gráfica del problema. Se resuelve la anisotropía gráficamente, con un cambio de escala, como se ve en N, afectando la escala horizontal y no la vertical (o lo contrario) para obtener cuadrilongos como “d” equivalentes a los rectángulos como “d”. El factor de escala será 1 para E_v y $\sqrt{K_z/K_x}$ para E_H .

EXPLICACIÓN DEL MÉTODO GRÁFICO

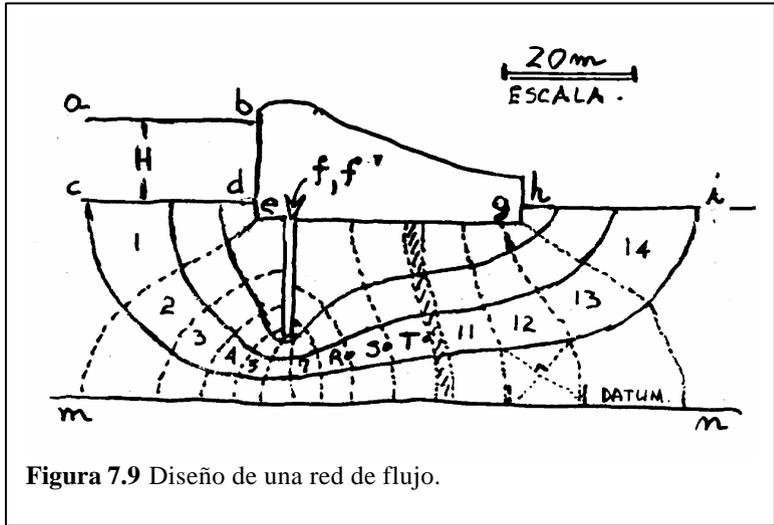


Figura 7.9 Diseño de una red de flujo.

El procedimiento para dibujar la red de flujo es:

Seleccionar las escalas EH y EV adecuadas ($f(Kx, Kz)$).

Definir las fronteras de Φ y Ψ .

Delinear las líneas de corriente extremas, es decir, el canal de flujo.

Bosquejar unas pocas (3 – 4) líneas de corriente entre las extremas.

Dibuja líneas equipotenciales ortogonales a las de corriente,

formando cuadrilongos. Obsérvense los ángulos de 90° sobre mn, el piso de la presa y la tablestaca, también a la entrada (cd) y salida (hi) del flujo.

Mejorar la red, comprobando que en cada elemento cuadrilongo las diagonales se cortan a 90° (o que se pueden inscribir círculos, Figura 7.7).

Nota: puede ocurrir (casi siempre) que N_c no sea entero (ver dibujo).

Ejercicio 7.2: Calcule ΔP y el Q bajo la presa de la figura, si $ac = 12,9m$; $K = 10^{-4} m/s$; $eg = 45m$; $de = 3m$; $ff' = 20m$ y $cm = 34m$.

Solución: De la figura $N_f = 4$ y $N_c = 14,3$. Además $H = 12,9m$

$$\Delta P = \frac{H}{N_c} = \frac{12,9}{14,3} = 0,9m$$

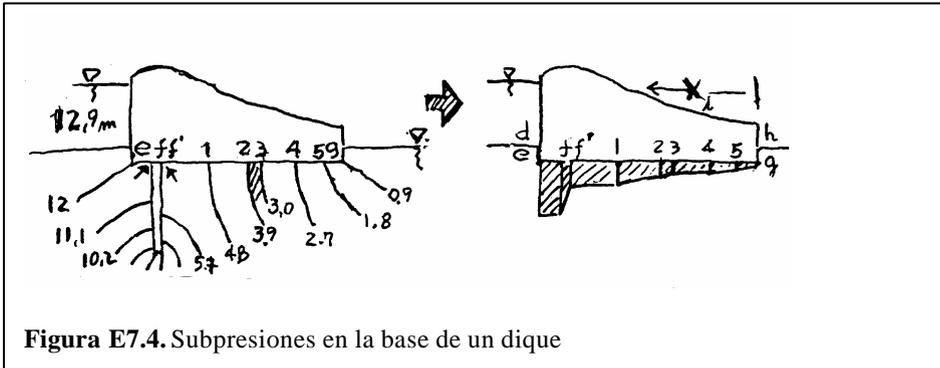
$$Q = K * H \left(\frac{N_f}{N_c} \right) = 10^{-4} * 12,9 \left(\frac{4}{14,3} \right) = 36,1 * 10^{-4} m^3/s$$

Ejercicio 7.3: Calcule la siguiente tabla de energía, para el caso anterior

Punto	CE	CP	Punto	CE	CP
D	34m	12,9 = H	R	8m	5,7 = H - 8 ΔP
E	31m	12,0 = H - ΔP	S	10m	4,8 = H - 9 ΔP
F	31m	11,6 = H - 1,4 ΔP	T	11m	3,9 = 0 + 4,3 ΔP
f'	11m	5,2 = H - 8,6 ΔP	G	31m	0,9 = 0 + ΔP

NOTA: Las subpresiones se disminuyen con tablestaca aguas arriba.

Ejercicio 7.4: Calcule la subpresión en la base de la presa anterior y su posición en la base de la presa (Id, en la tablestaca, la ΔP horizontal)



$$U_V = CP * g_W$$

calcular con

$$g = 1 \frac{m}{s^2}$$

$$g_W = 1 \frac{TT}{m^3}$$

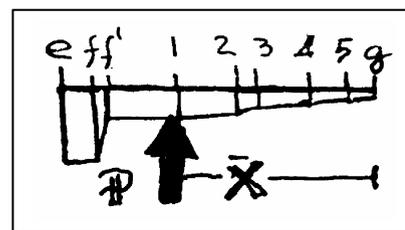
Figura E7.4. Subpresiones en la base de un dique

PTO	e	f	f'	1	2	3	4	5	g	
U _w	12,0	11,6	5,2	4,8	3,9	3,0	2,7	1,8	0,9	
$\Delta S = X_i - X_j$	5m	1m	10m	9m	3m	7m	6m	4m		Distancia
área i j	59	8,4	50	39,2	10,4	20	13,5	5,4		Fuerza

- ΔS está leído a escala y es la base de un trapecio con altura U_w.
- Las áreas se calculan con $\Delta S(U_i + U_j)/2$ en Tonf por metro de presa.
- P. la subpresión = Σ áreas = 205,9 Ton fuerza (por metro lineal de presa)

Para calcular \bar{X} , punto de aplicación de la resultante P de las subpresiones, supongamos el volcamiento de la presa ¿cómo actúa P?: el empuje de la subpresión hacia arriba (como el del agua por la derecha) genera volcamiento, por rotación derecha, en torno al punto g.

Trapezio	$\frac{(X_i + X_j)}{2}$	Área ij	MOMENTO ij
ef	42,5 m	59,0	2507,5
ff'	39,5 m	8,4	331,8
f' - 1	34 m	50,0	1700,0
1 - 2	24,5 m	39,2	960,4
2 - 3	18,5 m	10,4	192,4
3 - 4	13,5 m	20,0	270,0
4 - 5	7 m	13,5	94,5
5 - g	2 m	5,4	10,8
Σ		205,9	6067,4



$$\bar{X} = \frac{\sum \text{Momentos } ij}{\sum \text{Áreas } ij} = \frac{\sum \text{Momento } ij}{P}$$

$$\bar{X} = \frac{6067,4 \text{ TT} \cdot \text{m por metro}}{205,9 \text{ TT por metro}}$$

$$\bar{X} = 29,5m \text{ (a la izquierda desde g)}$$

(Calcule usted el empuje neto en la tablestaca)

EFFECTOS DEL AGUA EN LA PRESA. El flujo trae efectos complementarios, a las otras fuerzas que actúan en la presa (carga de agua, peso de la presa, etc.). El diseñador deberá garantizar la estabilidad de la presa con base en los siguientes “Factores de Seguridad” y conceptos:

- FS al volcamiento $\geq 2,5$ \rightarrow Σ momentos en g = 0 (todas las fuerzas)
- FS por licuación ≥ 5 \rightarrow Depende del gradiente de salida i_s
- FS por deslizamiento $\geq 2,5$ \rightarrow Depende de la resistencia al empuje.

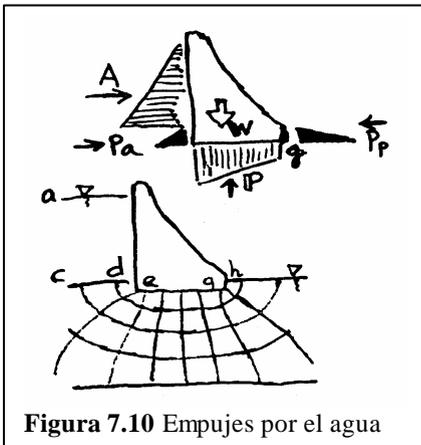


Figura 7.10 Empujes por el agua

Volcamiento. Contribuyen al volcamiento, el empuje del agua A, que actúa a $1/3$ de h (desde el piso) y $A = 1/2 \gamma_w H^2$. Pero si la presa está empotrada, la presión activa del suelo Pa será otro empuje, siendo $Pa = 1/2 K_a \gamma' (de)$. También contribuye P, la subpresión en la base (ver ejercicio 7.4).

$$FS = \frac{\text{Momento resistivo}}{\text{Momento activo}}$$

Se oponen al volcamiento el peso W de la presa y el empuje pasivo del suelo Pp, en la pared hg, siendo $Pp = 1/2 K_p \gamma' (hg)$

NOTA: $K_a = 1/K_p$; en arenas, $K_a = 1/3$, $K_p = 3$. $\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w$ (sume)

Licuación. El gradiente de salida i_s se mide en la pared hg de la presa: $i_s = \frac{\Delta P_{hg}}{hg}$, se compara con el gradiente crítico i_c del subsuelo permeable: $i_c = \frac{g'}{g_w}$ (ecuación 7.5).

$$FS = \frac{i_{CRITICO}}{i_{SALIDA}}$$

En el ejercicio anterior, asumiendo $\gamma_{SAT} = 1,8 \text{ TT/m}^3$, tenemos:

$$\left. \begin{aligned} i_s &= \frac{\Delta P}{gh} = \frac{0,9m}{3m} = 0,3 \\ i_c &= \frac{g'}{g_w} = \frac{0,8}{1} = 0,8 \end{aligned} \right\} FS = \frac{i_c}{i_s} = \frac{0,8}{0,3} = 2,7 \text{ insuficiente}$$

¿Cómo evitar la licuación?, Colocando la tablestaca aguas abajo.

Deslizamiento. Supongamos que se desprecia la excentricidad entre las fuerzas W y P . Así, la fuerza efectiva será $W - P$ normal al piso y con ello el cortante disponible C será $\tan\phi$ por la normal, que es $W - P$.

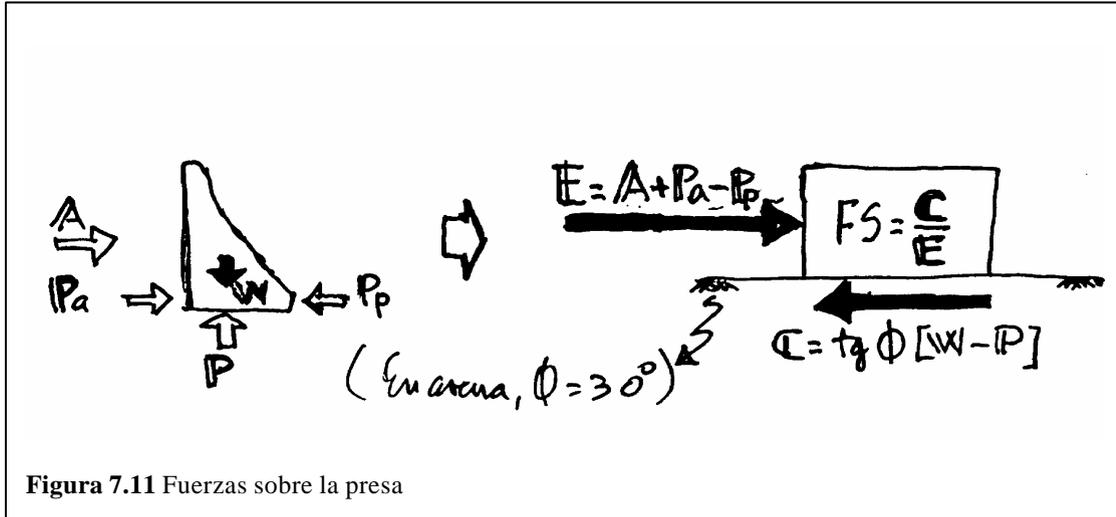
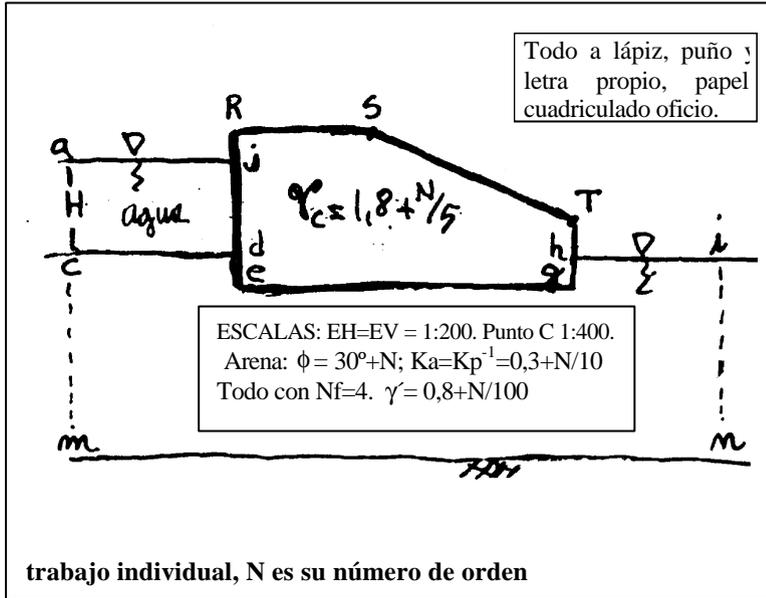


Figura 7.11 Fuerzas sobre la presa

NOTA:

- Para prevenir la tubificación se busca que $i_{\text{SALIDA}} \leq 0,5$ más geotextiles en gh, que es la pared de aguas debajo de la presa.
 - Para reducir el caudal infiltrado, las soluciones son dos: Una tablestaca en la mitad de la base de la presa, o un manto impermeable aguas arriba.
1. Calcular Q ; FS_{LIQ} ; FS_{VOLC} ; FS_{DESLIZ} en la presa adjunta. Posteriormente obtenga tres soluciones diferentes así:
 - Bajar el gradiente de salida con tablestaca aguas abajo; a la 3^{ra} parte del i_s anterior.
 - Reducir la subpresión a la mitad del primer caso, con tablestaca y manto impermeable aguas arriba.
 - Reducir el caudal del primer caso, a la mitad, colocando como medida correctiva un manto impermeable aguas arriba.



Datos : $K = 3 + \frac{N}{10} * 10^{-4} \text{ m/s}$
 $RS = 8 + \frac{N}{10} \text{ m}; JR = hT = 2 \text{ m}$
 $eg = 20 + \frac{N}{10} \text{ m}; de = 1,5 + \frac{N}{10} \text{ m}$
 $cm = 12 + \frac{N}{5} \text{ m}; in = 12 - \frac{N}{5} \text{ m}$
 $cd = hi = 12 \text{ m} : (\text{HORIZONTAL})$
 $H = ac = 6 + \frac{N}{10} \text{ m} \text{ (altura)}$
 $AJ \parallel cd \parallel eg \parallel RS \parallel hi$
 Datum: Punto m, que es más bajo que el punto n

Ejercicio 7.5: En la atagüa tablestacada de $6 * 60 \text{ m}^2$, hincada 5m en un estrato de arena de 9m, con basamento rocoso impermeable, el agua en la parte externa de la pantalla de tablestacas tiene su nivel 3m sobre el piso. El interior de la atagüa está excavado 1m. Si la densidad de la arena es 2 Ton/m^3 , si $K_x = K_z = 7 * 10^{-5} \text{ m/s}$ calcular el flujo hacia la excavación, el gradiente de salida y el FS contra levantamiento de fondo.

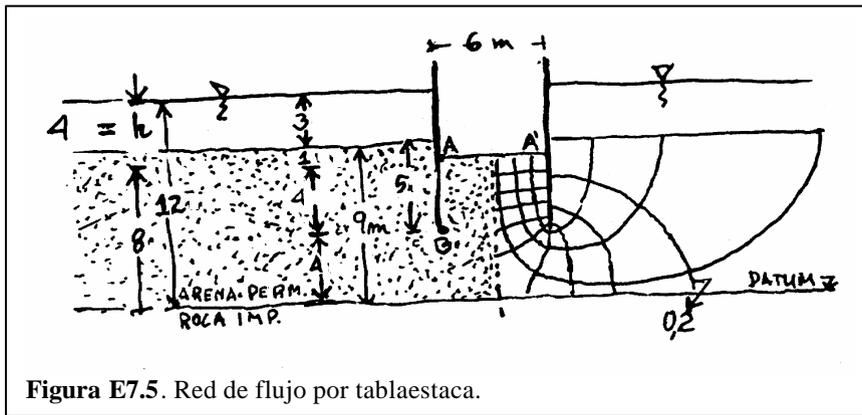


Figura E7.5. Red de flujo por tablaestaca.

El flujo es simétrico y sólo se pinta la mitad de toda la red.

$N_f = 3,2$ y $N_c = 10$

- Cálculo de Q (primero por un lado, luego en toda la atagüa)

$$Q = K * h \left(\frac{N_f}{N_c} \right) = 7 * 10^{-5} * 4 \left(\frac{3,2}{10} \right) = 8,96 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \text{ por metro de atagüa.}$$

$$Q_{TOTAL} = 60 \text{ m de largo} * 2 \text{ atagüas} * Q = 1,08 * 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del gradiente de salida i_s en el punto A (el punto tiene su imagen en A')

$$\Delta h = \frac{h}{N_c} = \frac{4}{10} = 0,4m$$

La cabeza total en los puntos A y B es: $h_A = 12 - 10 * (0,4) = 8m = h_A$
 $H_B = 12 - 5 * (0,4) = 10 = h_B$

$$i_S = \frac{\Delta P}{AB} = \frac{2}{4} = 0,5 \text{ (valor aceptable para este suelo)}$$

En arenas, el i_c para tubificación es $0,89 \leq i_c \leq 1,15$ (suelta y densa)

- FS licuación: Se levanta el fondo entre BB' y AA'

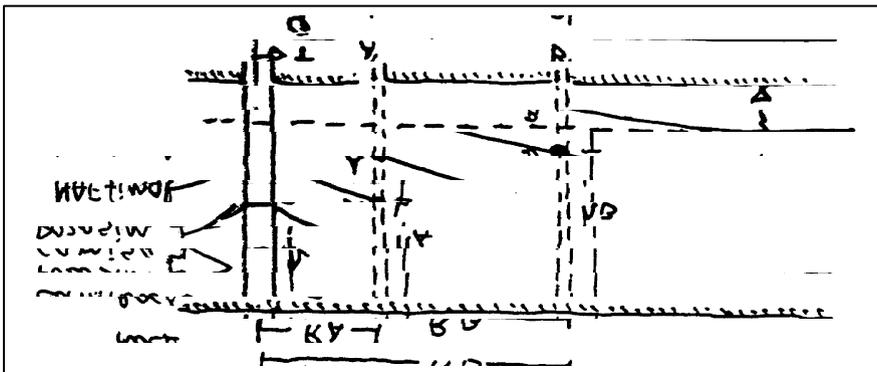
$$i_C = \frac{g'}{g_W} = \frac{(2-1)}{1} = 1 \quad (g' = g_{SAT} - g_W = g_{SUMERFIDO})$$

$$FS = \frac{i_C}{i_S} = \frac{1}{0,5} = 2 \quad (\text{Se requiere } FS \geq 5-7)$$

Nota: Con manto impermeable a cada lado exterior, el FS del liquación aumenta.

DETERMINACIÓN DE K EN EL TERRENO (acuífero inconfinado)

Uno de los métodos es el bombeo con flujo no confinado, para las condiciones siguientes del estrato permeable, a evaluar; h y q = constantes estables.



A' y B' pozos de observación, a distancias R_A, R_B
 q = descarga en el pozo de extracción.

$$K = \frac{q * Ln(R_B - R_A)}{p(h_B - h_A)(h_B + h_A)}$$

Figura E7.6. Pozo de bombeo

1. El gradiente hidráulico es la pendiente del NAF final, $i = dh/dR$
2. El piso, el NAF inicial y la roca, son superficies horizontales.
3. El flujo es horizontal, es decir, el NAF y el NAP coinciden.

Veamos: $q = A * V = A * K * i$ (DARCY) 1

Pero $A = 2 \pi R h$ área sección atravesada por el flujo

$$q = 2\pi R h * K * dh/dR \quad (\text{hipótesis \# 1}) \quad 2$$

Luego $\frac{dR}{R} = \frac{2pK}{q} * hdh$

Al integrar entre $R = R_A$ y R_B , y entre $h = h_A$ y h_B , tenemos:

$$\ln\left(\frac{R_B}{R_A}\right) = \left[\frac{2pK}{Q}\right] \left[\frac{h_B^2}{2} - \frac{h_A^2}{2}\right] \quad \therefore$$

$$K = \frac{q * \ln\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{p(h_B - h_A)(h_B + h_A)} = \frac{q * \log\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{1,364(h_B^2 - h_A^2)}$$

Nota: Se puede evaluar K en perforaciones encamisadas, de diámetro d, si se hace con cabeza constante I, se mide el q con el cual el NAF se mantiene constante, a la profundidad h. Si se hace con cabe variable II, tomo el tiempo t entre h_1 y h_2 .

$$I \Rightarrow K = \frac{q}{2,75 * d * h} \qquad II \Rightarrow K = \frac{d}{0,92 * t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

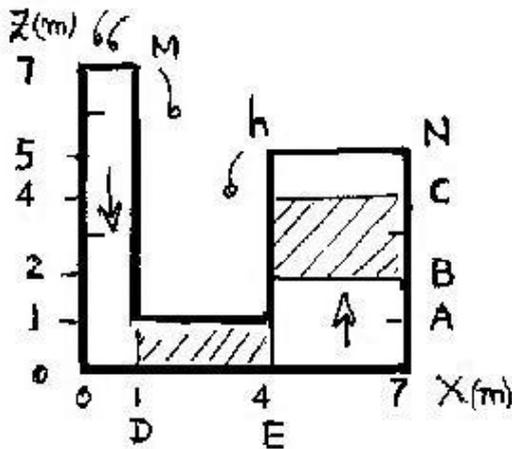


Figura E77. Permeámetro

Ejercicio 7.6: El permeámetro adjunto es de sección rectangular y su profundidad en la dirección y es 2 m. Los suelos a utilizar son, el primero en CB con $n=1/3$, $k=4 \times 10^{-4}$ m/s y el segundo en DE con $n=1/4$, $k=3 \times 10^{-4}$ m/s.

- En el permeámetro, sólo con el suelo 2 en DE, para flujo horizontal, cuanto valen la velocidad de infiltración V_i , el caudal Q y la cabeza de presión CP en el punto R del suelo de coordenadas $R(x;z)=R(2;1)$.
- Ahora, únicamente con el suelo 1 en BC, para flujo vertical, calcule la velocidad de infiltración V_i , el caudal Q y la cabeza de presión CP en el punto S del suelo de coordenadas $S(x;z)=S(6;3)$.
- Ahora, con ambos suelos colocados simultáneamente, calcule la cabeza total CT en la cara B, la cabeza de presión CP en el punto T de coordenadas $T(x;z)=T(6;1)$, el caudal total Q infiltrado y las pérdidas h_1 y h_2 en cada suelo. _____

Ejercicio 7.7: En la presa de la adjunta, cuya longitud L total L es 60m, se tienen estas medidas: $H = ac=4m$, $eg=12m$, $de=1m$ y $ef=6m$, $es=sg=6m$. Para la arena $\gamma_{sat}=1.8t/m^3$ $\phi=30^\circ$ y $Kp=3$.

- Calcule el Q total infiltrado.bajo toda la

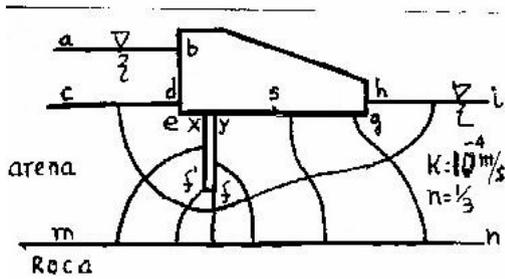


Figura E78. Presa de gravedad

- presa, el gradiente de salida i_s en el sector gh,
- b. Entre los puntos "x" y "y", localizados sobre eg, cuanto vale la diferencia de cabezas de presión $?CP_?$
- c. Calcule la fuerza del agua P sólo en la semibase sg" de la presa y calcule el momento la fuerza de empuje del agua M_A en la pared bd, respecto al punto g.
- d. Además calcule la diferencia de presiones de agua en las dos caras verticales de la tablestaca.

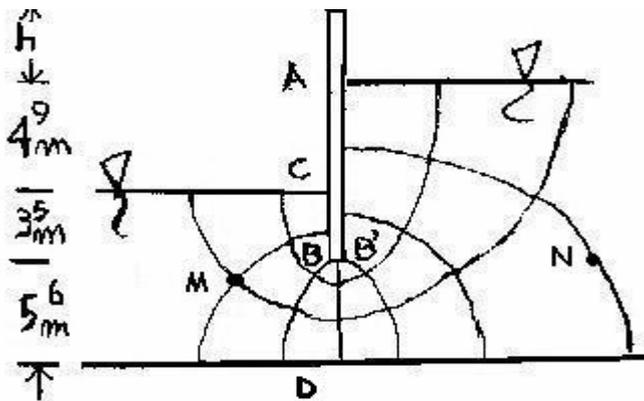


Figura E79 Tablestaca

Ejercicio 7.8: La tablestaca, de largo $L=60m$ en la dirección y , con profundidad $CB=3.5m$, sostiene en la pared AC de altura $4.9m$, un suelo con $n= 1/5$, $\gamma_{sat} =1.9tt/m^3$ y $Kp=2,5$. Además $BB'=0,5m$, el fondo está a $5.6m$ de B. El NAF de la figura está en A. pero puede ascender $+h$ o bajar $-h$.

a. Con NAF en A, calcule el gradiente de salida i_s en el sector BC, y la fuerza activa P_a por metro de tablestaca en la pared AC únicamente y el caudal Q infiltrado en toda la tablestaca de longitud L.

- b. Además, cuanto debe subir o bajar el agua sobre A (valor de $\pm h$) para que se licue el suelo de la izquierda.
- c. En el punto B cuanto vale el esfuerzo total $\sigma=Z \gamma_{sat}$ y cuanto vale la presión de poros $U=Z \gamma_w$
- d. En el punto B' cuanto vale el esfuerzo total $\sigma=Z \gamma_{sat}$ y cuanto vale la presión de poros $U=Z \gamma_w$

[Ir a la página principal](#)