



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

43
20je.

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ARAGON"

**"Propiedades Hidraulicas y Flujo
de Agua en Suelos"**

T E S I S

**Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL**

Presenta:

Salvador/Ricardo García

Asesor: Ing. Rodrigo Murillo Fernández

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D.F. 1994



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A ANDREA:

La felicidad humana no se consigue con la facilidad con que se arranca de un rosal una flor, sino que hay que conseguirla de una manera heroica y noble. Entiéndase por felicidad al estado de ánimo de quien se siente dueño de sí mismo, sin que lo perturbe el recuerdo de una mala acción en el pasado o la inquietud de una innoble ambición en el futuro.

A TANA:

La felicidad humana no se consigue con la facilidad conque se arranca de un rosal una flor, sino que hay que conquistarla de una manera heroica y noble. Entiéndase por felicidad al estado de animo de quien se siente dueño de sí mismo, sin que lo perturbe el recuerdo de una mala acción en el pasado o la inquietud de una innoble ambición en el futuro.

DESEO HACER PRESENTE MI PROFUNDO Y SINCERO AGRADECIMIENTO A TODOS LOS PROFESORES POR LA INVALUABLE OPORTUNIDAD DE APRENDIZAJE QUE ME BRINDARON DESDE MI PRIMER GRADO ESCOLAR, POR SUS MULTIPLES ATENCIONES Y FACILIDADES DURANTE MI ESTANCIA EN LAS AULAS.

A MIS PADRES Y HERMANOS, PARA LOS CUALES NO EXISTEN PALABRAS QUE PUEDAN EXPRESAR MI AGRADECIMIENTO, "GRACIAS".

A LUZ ANDREA POR SU DEDICACION SINCERIDAD, HONESTIDAD, AMOR Y SU MARAVILLOSA CALIDAD HUMANA, EN NUESTRA DIARIA CONVIVENCIA, ADEMAS POR SU APORTACION FISICA Y MORAL EN LA REALIZACION DE ESTE TEXTO.

A TANIA QUIEN FUE LA PRIMERA MOTIVACION PARA CONCLUIR EL NIVEL DE LICENCIATURA.

A TODOS MIS AMIGOS POR SU APOYO, COMPRENSION Y DEDICACION.

CONTENIDO

INTRODUCCION	1
---------------------	----------

CAPITULO I

CAPILARIDAD Y PROCESO DE CONTRACCION EN SUELOS

I.1	Tensión Superficial (Generalidades)	4
I.2	Fuerzas Moleculares	8
I.3	Enèrgia Superficial de un Líquido	9
I.4	Angulo de Contacto	10
I.5	Ascensión Capilar	12
I.6	Efectos Capilares	16
I.7	Proceso de Contracción en Suelos Finos	25
	Ejemplos	27
	Bibliografía	29

CAPITULO II

ESTUDIO DE LAS PRESIONES EN LOS SUELOS

II.1	Analogía de Tersagui	30
II.2	La Presión en los Suelos	34
	Ejemplos	41
	Bibliografía	43

CAPITULO III

PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LOS SUELOS

III.1	Flujos Laminar y Turbulento	44
III.2	Gradiente Hidráulico	46
III.3	Altura Piezométrica	47
III.4	Ley de Darcy	49
III.5	Métodos Para Medir el Coeficiente de Permeabilidad en los Suelos	51
III.5.1.a)	Cálculo a partir de la curva granulométrica	53
III.5.1.b)	Cálculo de K con la prueba horizontal de capilaridad	54
III.5.2.a)	Permeámetro de carga constante	59
III.5.2.b)	Permeámetro de carga variable	60
III.5.2.c)	Pruebas directas de los suelos en el lugar	62
III.5.2.c.1)	Pruebas Lugeon	63
III.5.2.c.2)	Pruebas Lefranc-Mandel	67
III.5.2.c.3)	Pruebas de bombeo	71
III.5.2.c.4)	Pozos de absorción	77
III.5.2.c.5)	Pozos de filtración	78
III.6	Consideraciones Para el Uso de los Permeámetros	81
	Ejemplos	84
	Bibliografía	86

CAPITULO IV

	ECUACION GENERAL DE FLUJO DE AGUA CON POTENCIAL	87
IV.1	La Teoría de la sección transformada	92
IV.2	Solución a la Ecuación de Laplace	95
	Bibliografía	98

CAPITULO V

REDES DE FLUJO

V.1	La Red de Flujo	99
V.2	Tipos de Frontera o Contorno	100
V.3	Trazo de una Red por el Método Práctico	102
V.4	Cálculo del Gasto	103
V.5	Cuadrados Singulares	108
V.6	Cálculo de las Presiones Hidrodinámicas en una Red de Flujo	109
V.7	Cálculo de la Velocidad y Gradiente Hidráulico en los Puntos de una Red	111
V.8	Fuerzas de filtración	112
	Ejemplos	114
	Bibliografía	118

CONCLUSIONES	119
--------------	-----

INTRODUCCIÓN

En todas las épocas los suelos han jugado un papel primordial en el dominio que el hombre ha buscado sobre la naturaleza; siendo éste un elemento básico en todas las obras de ingeniería. La acción del suelos sobre las estructuras es tan importante que no tomarlo en cuenta nos presentaría serias dificultades.

Un curso de comportamiento de suelos es la continuación lógica de los cursos de Geología e Introducción al comportamiento de materiales, correspondientes a la enseñanza básica de la carrera de Ingeniería Civil. No cabe duda que el inicio del estudio, del comportamiento de los suelos presenta serias dificultades, tanto por el gran campo que abarca esta materia como por la variedad y complejidad que presentan los elementos que constituyen a los suelos, además, que las teorías en las que se basa dicho estudio son no lineales que dependen de muchos parámetros que son obtenidos en el laboratorio, y la interpretación de estos requiere, – la gran mayoría de veces – de la intervención de personal ampliamente capacitado y con experiencia suficiente para tal efecto. Por estas razones se estima que es de gran valor pedagógico la preparación de un legajo destinado a una parte del curso tan importante como lo son las propiedades hidráulicas y el flujo de agua en suelos.

En el capítulo I de este trabajo se explica el fenómeno de la Tensión Superficial, que representa la fuerza por unidad de longitud en cualquier línea sobre la superficie de los líquidos, esto es, las superficies de los líquidos son capaces de almacenar energía potencial que puede convertirse en energía cinética, para lograr lo expuesto se requiere deformar la superficie del líquido y para esto es necesario aplicar un trabajo que es proporcional a la deformación, la superficie se deforma al aplicar dicho trabajo pero al retirar éste la superficie regresa a su estado inicial, el coeficiente de

proporcionalidad entre el trabajo y la deformación se conoce como coeficiente de Tensión Superficial; otro fenómeno que se menciona, son las fuerzas moleculares de adhesión y de cohesión, debido a las cuales se presenta el ángulo de contacto entre los líquidos y las paredes sólidas que los contienen, y son el motivo por lo cual la superficie libre de un líquido tiende a contraerse, presentando el mismo comportamiento de una membrana elástica en tensión; la Ascensión Capilar es otro punto que se toca en este capítulo, así como los Efectos Capilares, y se explica como es que en la Contracción de suelos, la Capilaridad juega un papel de suma importancia. En el capítulo II se estudian las Presiones en los Suelos auxiliándose de las teoría y estudios de Karl Tersaghi, tomando en cuenta además de presiones granulares en los suelos, presiones hidráulicas tanto en exceso como en defecto. Las Propiedades Hidráulicas de los suelos, como el flujo laminar y el turbulento, el gradiente hidráulico, la altura piezométrica, así como el coeficiente de permeabilidad son temas del capítulo III, además de los métodos directos e indirectos para medir el coeficiente de permeabilidad (K), dentro de los métodos directos, cuyo objetivo es la medición directa del coeficiente se estudian:

- a) Permeámetro de carga constante,
- b) Permeámetro de carga variable,
- c) Pruebas directas de los suelos en el lugar (pruebas de campo).

dentro de los indirectos se tratan:

- a) Cálculo a partir de la curva granulométrica,
- b) Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

cuyo objetivo es la obtención del coeficiente K indirectamente. Para el trazo de las redes de flujo es necesario comprender el comportamiento del suelo en presencia de agua, tanto en reposo como en movimiento, por lo que en el capítulo IV se trata el flujo del agua y se prepara al lector para llegar al trazo de las redes que se llevan a cabo en el capítulo V.

Así de esta manera llegando al trazo de las redes, podemos dar solución a los problemas estructurales donde la presencia de agua es vital para lograr el equilibrio de las estructuras.

Al final de cada capítulo se presentan problemas relacionados con el tema a fin de acrecentar la comprensión del lector sobre los conceptos fundamentales expuestos en el texto, así como la bibliografía utilizada, que además se recomienda ya que trata los temas con mayor profundidad y amplitud.

Este trabajo está destinado a estudiantes de Ingeniería Civil, tiene por objeto servir de guía e introducir al estudio de las propiedades hidráulicas y flujo de agua en suelos, y puede ser de gran utilidad para los estudiantes encausados en la enseñanza profesional.

CAPITULO I CAPILARIDAD Y PROCESO DE CONTRACCION EN SUELOS

I.1 TENSION SUPERFICIAL (GENERALIDADES)

Para alterar la forma de la superficie de un líquido es preciso que se realice un trabajo. Si la superficie en cuestión regresa a su forma inicial se recupera el trabajo; por lo tanto, dicha superficie es capaz de almacenar energía potencial. La energía potencial de un sistema se puede imaginar como energía almacenada en él y que puede convertirse en energía cinética. Es posible concebir la energía cinética como aquella energía asociada con el movimiento de un cuerpo.

$$\text{ENERGIA CINETICA} = K = \frac{m v^2}{2} \dots\dots\dots (1.1)$$

El trabajo requerido ($\delta\omega$) para aumentar el área de la superficie de un líquido (δA), es proporcional a dicho aumento; se define al coeficiente de proporcionalidad como coeficiente de tensión superficial (T_s).

$$\delta\omega = T_s \delta A \dots\dots\dots (1.2)$$

De la Ecuación (1.2) obtenemos el valor del coeficiente de tensión superficial:

$$T_s = \frac{\delta\omega}{\delta A} \dots\dots\dots (1.3)$$

$\delta\omega$ = diferencial de trabajo,

δA = diferencial de área,

T_s = coeficiente de tensión superficial, se mide en unidades de trabajo o energía entre unidades de área. Este coeficiente representa la fuerza por unidad de longitud, en cualquier línea sobre la superficie.

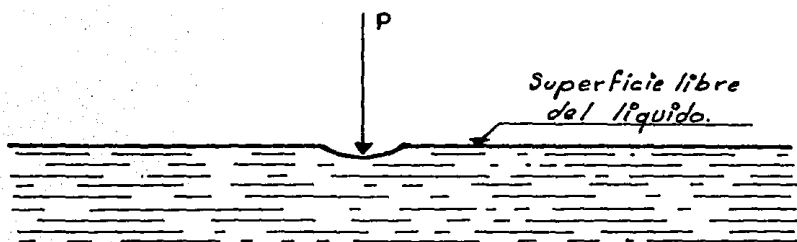


Figura 1.1 Cuando se aplica una fuerza sobre la superficie de un líquido éste se deforma.

Definición:

Tubo capilar: Es un tubo con dimensiones similares a las de un cabello con diámetros menores a 3 mm. en estos tubos ocurren efectos capilares de importancia.

Cuando un líquido expuesto al aire, presenta una superficie curva (menisco), se genera un desnivel de presiones, de tal manera que en el lado convexo la presión es menor que en el lado cóncavo.

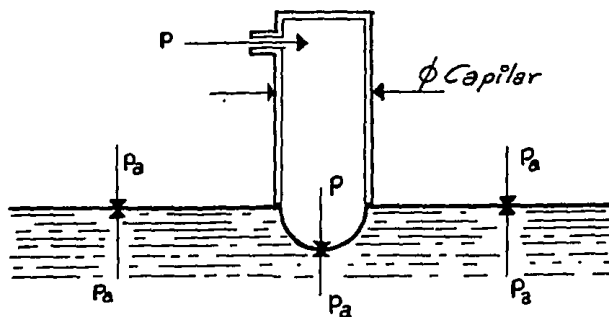


Figura 1.2 Menisco semiesférico formado en el extremo inferior de un tubo capilar

Cuando se aplica aire a presión en un tubo capilar por una boquilla Fig. 1.2, la superficie del líquido que encierra el capilar, cede formando un menisco; por lo que se puede apreciar que la superficie que encierra el tubo, aumenta.

Conforme aumenta la presión P , el menisco adopta la forma de una semiesfera antes de romperse. En lo sucesivo se supondrá el menisco en estado de semiesfera, por lo que el área del menisco es el área de una semiesfera.

$$A = 2\pi R^2 \dots\dots\dots (1.4)$$

donde:

R = Radio del menisco = Radio del tubo.

Si R varía a $R + \delta R$, el área de la esfera aumenta en:

$$\delta A = 2\pi 2R \delta R \dots\dots\dots (1.5)$$

quedando:

$$\delta A = 4\pi R \delta R \dots\dots\dots (1.6)$$

y como se ha visto con anterioridad, el trabajo para lograr este incremento (δA) será:

de: $\delta\omega = T_s \delta A \dots\dots\dots (1.2)$

y con: $\delta A = 4\pi R \delta R \dots\dots\dots (1.6)$

se tiene: $\delta\omega = 4\pi T_s R \delta R \dots\dots\dots (1.7)$

En la Fig. 1.2 se observa que en el interior del tubo existe la presión P y en el resto del líquido la presión atmosférica P_a , en este caso, se desprecia la presión hidrostática debido a que en la profundidad que se desarrolla es mínima.

Tomando una pequeña parte del área del menisco δs y considerando el incremento de R a $R + \delta R$

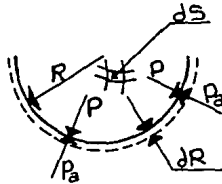


Figura 1.3 Menisco incrementado a $R + \delta R$

la fuerza neta que actúa en δS es:

$$F_N = (P - P_a) \delta S \dots\dots\dots (1.8)$$

como el trabajo es fuerza por distancia:

$$\delta \omega = (P - P_a) \delta R \delta S \dots\dots\dots (1.9)$$

δS = superficie considerada del menisco.

Sabiendo ya que el área de una semiesfera es $2\pi R^2 = \delta S$, en toda el área de la semiesfera el trabajo total realizado por el incremento δA es:

$$\delta \omega = (P - P_a) (2\pi R^2) \delta R \dots\dots\dots (1.10)$$

δR = distancia radial que recorre el menisco.

Igualando las ecuaciones (1.7) y (1.10) , por tratarse del mismo trabajo

$$(P - P_a) (2\pi R^2) \delta R = 4\pi T_s R \delta R$$

Reduciendo

$$P - P_a = \frac{4\pi T_s R \delta R}{2\pi R^2 \delta R}$$

$$P - P_a = \frac{2 T_s}{R}$$

Por lo tanto queda:

$$P_a = P - \frac{2 T_s}{R} \dots\dots\dots(1.11)$$

Con lo que podemos concluir que P es menor por $2 T_s/R$ veces que P_a .

I.2 FUERZAS MOLECULARES

Todas las partículas materiales tienden a atraerse. Para que la atracción entre dos moléculas sea la máxima, es necesario que la distancia entre ellas sea del orden de una diezmillonésima de centímetro, distancia que se denomina radio de acción molecular, de tal forma que si alrededor de una molécula se traza una esfera (esfera de acción), concéntrica con la molécula y de radio igual al radio de acción molecular, únicamente las moléculas encerradas en esa esfera ejercen una atracción apreciable sobre la que está en el centro.

Cuando la atracción ocurre entre moléculas semejantes, se denomina cohesión; y entre moléculas diferentes se llama adhesión.

La adhesión se puede poner de manifiesto mediante experiencias muy simples. Por ejemplo, en dos láminas de vidrio húmedas, puestas en contacto, se separan mediante fuerzas que pueden ser muy grandes; aquí se aprecia fácilmente la adhesión (agua-vidrio).

Sin embargo, la cohesión no es tan fácil de observar. Si se rompe una varilla y se tratan de unir los pedazos resultantes comprimiendo uno contra otro, se obtendrían resultados nulos, negándose en apariencia, la existencia de la cohesión. La razón estriba en que después de la rotura, es muy difícil aproximar las moléculas de las superficies a una distancia inferior al radio de acción molecular; sin embargo, si se tienen dos cuerpos del mismo material y cuyas superficies están muy pulimentadas, resulta que una vez puestas en contacto, es muy difícil separarlas.

I.3 ENERGIA SUPERFICIAL DE UN LIQUIDO

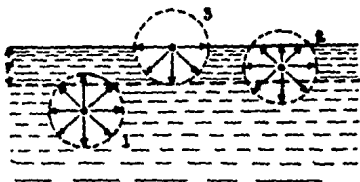


Figura 1.4 *Esferas de acción molecular, concéntricas en una molécula cualquiera.*

Como se aprecia en la Fig. 1.4, las moléculas se encuentran atraídas por igual en todas direcciones cuando se encuentran en el interior de un líquido (caso 1), lo que da lugar a una fuerza resultante nula, encontrándose por lo tanto en equilibrio. Sin embargo todas aquellas moléculas que están situadas a distancias de la superficie libre del líquido inferiores al radio de acción, como los casos 2 y 3, no están en condiciones simétricas predominando las fuerzas de atracción que tienden a arrastrar a las moléculas hacia el interior del líquido, alejándolas de la superficie.

Por lo anterior se observa que la superficie libre de un líquido tiende a contraerse, presentando así el mismo comportamiento de una membrana elástica en tensión.

Concluamos, en que los líquidos tienden a presentar la menor superficie posible. Como para un volumen determinado la forma geométrica que tiene menor área es la esfera, un líquido tiende siempre a que su superficie sea esférica.

I.4 ANGULO DE CONTACTO



Figura 1.5 Zona de contacto entre un líquido expuesto al aire y una pared sólida sin tomar en cuenta la formación de meniscos.

De acuerdo con las leyes de la hidrostática, en la Fig. 1.5 se muestra la zona de contacto entre un líquido abierto al aire y la pared sólida del recipiente que lo contiene, sin tomar en cuenta la formación de meniscos, por efecto de la tensión superficial.

Tomando en cuenta las moléculas superficiales del líquido, que se localizan en la inmediata vecindad con la pared sólida, se tiene que cada una de esas moléculas está solicitada por dos tipos de fuerzas: la fuerza de cohesión, debida a la atracción de las moléculas restantes del líquido; y la fuerza de adhesión, ejercida por las moléculas de la pared sólida.

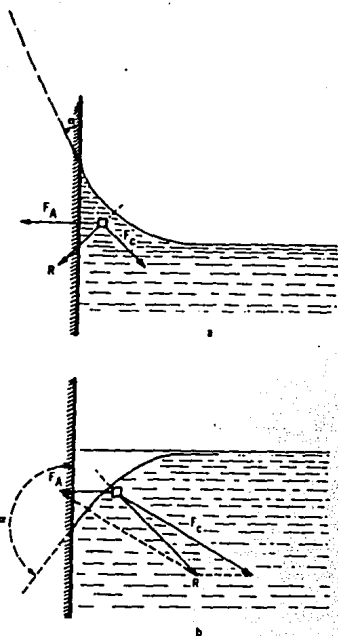


Figura 1.6 Formación de meniscos, según el líquido y el sólido

Dada la naturaleza del líquido y del material que constituya la pared del recipiente se pueden presentar dos casos como se muestra en la Fig. 1.6. En la Fig. (a), la fuerza de adhesión (F_a) es mayor que la fuerza de cohesión (F_c), por lo que la fuerza resultante (FR) se inclina como se muestra. En la Fig. (b) $F_c > F_a$ lo que explica la inclinación de la fuerza resultante (FR). Debido a lo anterior el menisco puede resultar convexo o cóncavo, ya que para que el líquido este en reposo, es condición que los empujes a que se someta sean normales a la superficie correspondiente; como el líquido esta en equilibrio, la superficie debe curvarse de modo que quede normal a las fuerzas resultantes en cada caso. Por ejemplo el agua con el vidrio limpio forma meniscos cóncavos, mientras que el mercurio y vidrio limpio forman meniscos convexos.

Definición

Angulo de contacto: es aquel que se forma entre el menisco y la pared del recipiente; se representa por α .

Si:

$\alpha > 90^\circ \Rightarrow$ el menisco es convexo (mercurio y vidrio limpio)

$\alpha < 90^\circ \Rightarrow$ el menisco es cóncavo (agua y vidrio limpio)

$\alpha \approx 0^\circ \Rightarrow$ ausencia de menisco (agua destilada y vidrio limpio)

$\alpha \approx 90^\circ \Rightarrow$ menisco recto (plata y agua)

1.5 ASCENSION CAPILAR

Cuando un líquido está contenido dentro de un tubo, su superficie forma un menisco. Si el tubo es capilar, la forma del menisco tiende a la forma esférica, que es el caso que nos ocupa.

Para que la superficie de un líquido se agrande es preciso emplear un trabajo; este trabajo incrementa la energía potencial de la superficie. Esto ocurre en la formación de los meniscos ya que éstos cuentan con mayor área que la de la superficie del líquido que encierra el tubo, expuesta al aire libre. Se puede entonces asegurar que al formarse el menisco, se almacena energía potencial.

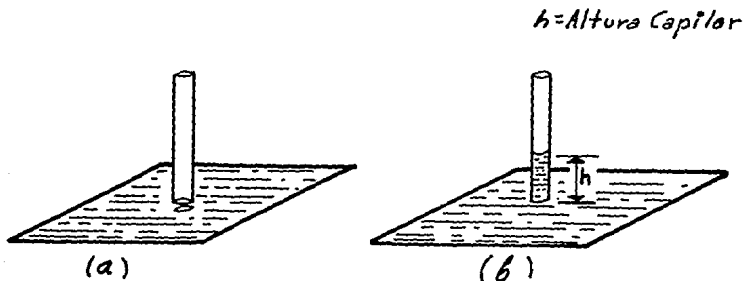


Figura 1.7 (a) Tubo capilar sin hacer contacto con la superficie libre del líquido.
(b) Tubo capilar en contacto con la superficie libre del líquido.

En la Fig. 1.7 se puede ver que antes de hacer contacto, el tubo capilar con la superficie libre del líquido, el área que encierra el tubo corresponde a un círculo, mientras que al hacer contacto el área corresponde a una semiesfera.

El trabajo realizado, al formarse el menisco, lo generó una fuerza (ficticia) F , y además ocurrió un desplazamiento δx ; por lo tanto la energía potencial almacenada será:

$$\delta v = - F \delta x$$

de aquí

$$F = - \frac{\delta v}{\delta x} \dots \dots \dots (1.12)$$

Como en la superficie del menisco debe prevalecer el equilibrio cuando esta totalmente formado, la fuerza F es nula, por lo tanto para un menisco totalmente desarrollado:

$$\frac{dv}{dx} = 0 \dots \dots \dots (1.13)$$

Lo anterior nos indica que en la superficie del líquido que forma el menisco, la energía potencial almacenada será máxima o mínima, la primera condición corresponde a un equilibrio inestable, y como en el menisco se presenta el equilibrio estable, se garantiza que la energía potencial almacenada al incrementar la superficie, al formarse el menisco, debe ser mínima. Sabemos que la energía es proporcional al incremento de la superficie, por lo que el área del menisco debe cumplir con la condición de realizar un cambio mínimo en su valor para cualquier cambio de su curvatura original, y la forma esférica es la que cumple con esta condición, por lo que los meniscos, que se forman dentro de los tubos capilares, adoptan esa forma de equilibrio estable.

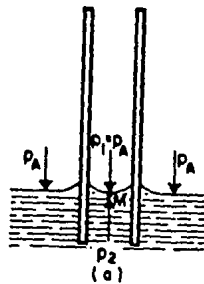


Figura 1.8 Ascensión capilar, aplicación de presión por el lado cóncavo.

Queda demostrado que en un tubo capilar cerrado y aplicando con una boquilla una presión (P_1) por el lado cóncavo, la presión (P_2) por el lado convexo en el caso de la Fig. 1.8 es menor que la presión P_1 ($P_2 < P_1$), siendo $2 T_s/R$ la diferencia. Si el tubo esta abierto al aire, ocurre que:

$$P_1 = P_a \dots\dots\dots(1.14)$$

por lo que se debe cumplir que:

$$P_a > P_2 \dots\dots\dots(1.15)$$

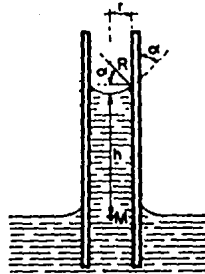
pero al rededor del tubo, la presión que se ejerce sobre la superficie del líquido es la atmosférica, entonces inmediatamente abajo del menisco (lado convexo), no existe el equilibrio, ejerciendose una presión neta hacia arriba igual a $P_a - P_2$, por lo que el líquido sube por el tubo formando una columna de agua que equilibra esa diferencia de presiones.

De la Fig. 1.9 se puede apreciar que:

$$\cos \alpha = \frac{r}{R}$$

por lo tanto

$$R = \frac{r}{\cos \alpha} \dots\dots\dots(1.16)$$



(b)

Figura 1.9 Ascension capilar

De la Ec. (1.11) se tiene:

$$P_2 = P_1 - \frac{2 T_s \cos \alpha}{r} \dots\dots\dots(1.17)$$

Cuando el líquido ha alcanzado el equilibrio (el líquido a alcanzado una altura h), la presión en el punto M es:

$$P_x = P_2 + \gamma \omega h \dots\dots\dots(1.18)$$

Por lo tanto tomando en cuenta la Ec. (1.17) la presión P_M es:

$$P_x = P_1 - \frac{2 T_s \cos \alpha}{r} + \gamma \omega h \dots\dots\dots(1.19)$$

Además se observa que el punto M se encuentra a la altura de la superficie del líquido, y por los principios de la hidráulica se tiene conocimiento de que dos puntos situados a la misma profundidad en el interior de un líquido, tienen la misma presión, por lo que la presión en M es la presión atmosférica.

Por lo tanto:

$$P_1 = P_1 - \frac{2 T_s \cos \alpha}{r} + \gamma \omega h \dots\dots\dots(1.20)$$

de aquí:

$$h = \frac{2 T_s \cos \alpha}{\gamma \omega r} \dots\dots\dots(1.21)$$

La Ec. (1.21) resulta ser la ley de Jurin-Borelli, y con ésta se obtiene la altura capilar h , que alcanza la columna del líquido en un tubo capilar de radio r , suponiendo que el menisco es de forma esférica. Además se observa que la elevación h es inversamente proporcional al radio del tubo capilar.

La ley de Jurin-Borelli dice que la elevación o depresión de un líquido en un tubo capilar:

- 1) es proporcional a la tensión superficial del líquido,
- 2) decrece con la temperatura, ya que se sabe que la tensión superficial disminuye con la temperatura (ver efectos capilares, siguiente tema),
- 3) es inversamente proporcional a la densidad del líquido ($\gamma\omega$),
- 4) es inversamente proporcional al radio del tubo, mientras más delgado sea el tubo, se tendrá mayor elevación o depresión,
- 5) es independiente de la forma del tubo en las regiones superior e inferior a aquella en la cual se forma el menisco.

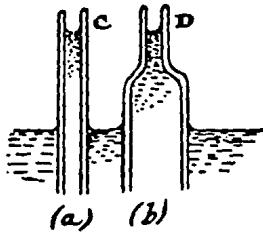
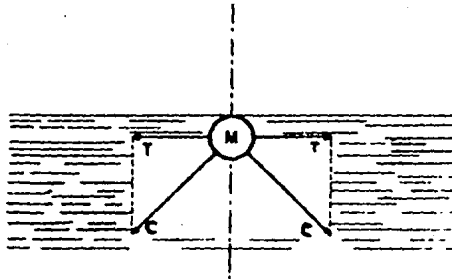


Figura 1.11 *La depresión o elevación es independiente de la forma del tubo en las regiones superior e inferior a aquella en la cual se forma el menisco.*

I.6

EFFECTOS CAPILARES

Debido a la fuerza de cohesión que existe intermolecularmente en los líquidos, la superficie de éstos se encuentra en estado de tensión, lo que se denomina tensión superficial.



M = Molécula superficial.

T = Fuerza de Tensión resultante (Tensión superficial).

C = Fuerza de cohesión ejercida por las moléculas del líquido que se encuentran en el interior

Figura I.12 Generación de la tensión superficial.

En la Fig. I.12 se desprecia la fuerza de atracción ejercida por el aire, ya que si se compara ésta con la fuerza de cohesión ejercida por el líquido, resulta ser insignificante.

Como se ha visto con anterioridad, es por este fenómeno que ocurre la ascensión capilar, y se vio además que la altura capilar queda dada como:

$$h = \frac{2 T_s \cos \alpha}{\gamma \omega r} \dots\dots\dots (I.21)$$

En el caso de estar en contacto agua-aire a 20° C:

$$T_s = 73 \text{ dinas/cm} \approx 0.074 \text{ gf/cm} \dots\dots\dots (I.22)$$

En el caso de agua sobre vidrio húmedo ($\alpha = 0$)

$$h \approx \frac{0.3}{D} \dots\dots\dots (1.23)$$

D = diámetro del tubo capilar
h y d en cm.

En la Fig. 1.13 se tiene, por las leyes de la hidrostática, que la distribución de esfuerzos se representan por la línea recta inclinada, tomando como origen a la presión atmosférica.

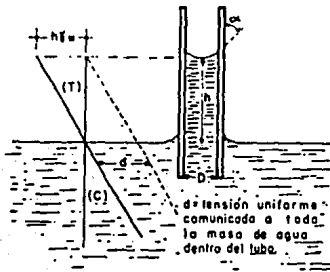


Figura 1.13 Distribución de esfuerzos en un capilar, donde d = tensión uniforme comunicada a toda la masa del agua dentro del tubo.

La tensión en cualquier punto de la columna esta dada por:

$$\mu = h \gamma_w \dots\dots\dots (1.24)$$

donde:

h = Distancia vertical del punto donde se desea conocer la tensión a la superficie libre del líquido

γ_w = Peso específico de el líquido

μ = esfuerzo de tensión.

Sustituyendo la Ec. (1.21) en la Ec. (1.24)

$$\mu = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2T_s}{R} \dots\dots\dots(1.25)$$

R= radio del menisco

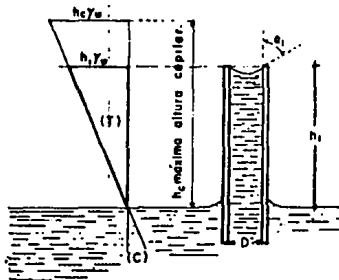
Si el menisco esta totalmente desarrollado, el ángulo α que forma con la pared es igual a cero, por tanto, al alcanzar el menisco su forma de semiesfera, se alcanza la altura capilar máxima quedando la expresión (1.21) como sigue:

$$\alpha = 0 \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 1$$

entonces

$$h_{\text{máx.}} = \frac{2T_s}{R \gamma_w} \dots\dots\dots(1.26)$$

Un menisco se puede desarrollar totalmente, si la altura del tubo capilar es mayor que la altura que pueda alcanzar la columna de agua (h) debido a la ascensión capilar. Si el tubo es menor que la altura máxima de la columna, la ascensión capilar queda restringida, por lo que el menisco no se desarrolla totalmente y para establecer el equilibrio, el menisco ajustara su curvatura.



$h_c =$ altura máxima capilar

Figura 1.14 Distribución de esfuerzos en un capilar más corto que la altura capilar máxima.

De la Fig 1.14 se observa que:

$$h_1 \gamma_w < h_c \gamma_w \dots\dots\dots (1.27)$$

y $\mu_1 < \mu_c \dots\dots\dots (1.28)$

$$\frac{2T_s}{R_1} < \frac{2T_s}{R_c} \Rightarrow R_1 > R_c$$

Finalmente

$$\alpha_1 > \alpha_c$$

Siendo R_c el radio del menisco formado en la columna de altura máxima (h_c) y R_1 el radio del menisco formado en el tubo capilar, más corto que la altura máxima de la columna (h_1).

La tensión capilar en los líquidos no solo es producto de la ascensión, sino que se puede producir de diferentes modos. Por ejemplo, si colocamos un tubo capilar lleno de agua horizontalmente, con el paso del tiempo y debido a la evaporación se formarán meniscos cóncavos hasta alcanzar la máxima curvatura posible (hasta formar la semiesfera), cuando el menisco empieza su formación, empieza también la tensión en el agua y cuando alcanza su forma máxima, la tensión también alcanza su valor máximo.

Una vez que alcanza su forma máxima el menisco, esto es la forma semiesférica, con un radio mínimo igual al radio del tubo capilar, el menisco detiene su formación y enseguida se retraerá hacia el interior del tubo por ambos extremos.



$r = D/2$ (semiesfera)
(a)



Retracción del menisco
(b)

Figura 1.15 Una vez que el menisco alcanza su forma máxima, y sigue la evaporación éste empieza a retraerse al interior del tubo.

FALTA PAGINA

No.

21

Cuando el menisco empieza a retraerse, su curvatura al igual que la tensión en el agua, es invariable. Por tanto se puede ver que en un tubo capilar horizontal la tensión es igual en todos los puntos; debido a que no existe diferencia de niveles.

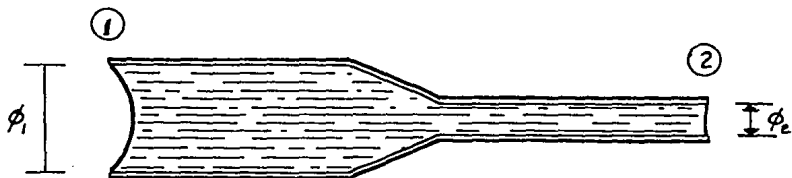


Figura 1.16 Tubo capilar con variación en su diámetro interior.

Si colocamos un tubo capilar como el de la fig. 1.16, debido a que no existen diferencias de niveles, el esfuerzo de tensión en el agua debe ser igual en ambos extremos del tubo, por lo que el radio de ambos meniscos debe ser el mismo; al continuar el proceso de evaporación, el radio mínimo posible se alcanzara primero en el extremo de mayor diámetro (ϕ_1).

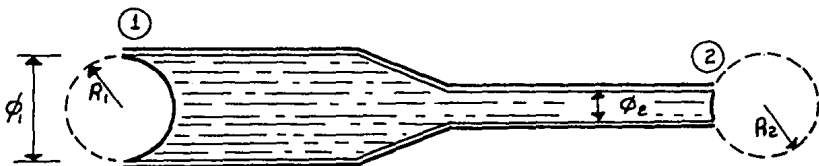


Figura 1.17 En el extremo 1 el menisco está totalmente desarrollado, en el extremo 2 aún no.

Como se muestra en la Fig. 1.17 en el extremo 1 el menisco ha alcanzado su máxima curvatura, mientras que en el extremo 2 se encuentra parcialmente formado; si continúa la evaporación el menisco 1 empieza a retraerse mientras el menisco 2 seguirá en su posición.

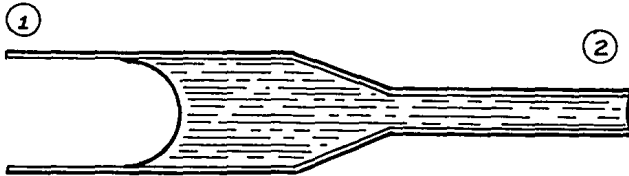


Figura 1.18 *Retracción del menisco 1, mientras el menisco 2 sigue en su posición.*

Si el menisco formado en el diámetro mayor llega a la unión de los dos diámetros, su avance se detendrá; en ese momento los dos meniscos tendrán el mismo radio de curvatura. Al continuar la evaporación, ambos meniscos empezaran a variar su curvatura hasta alcanzar la forma semiesférica (la curvatura máxima), si continúa la evaporación ambos empezarán a retraerse.

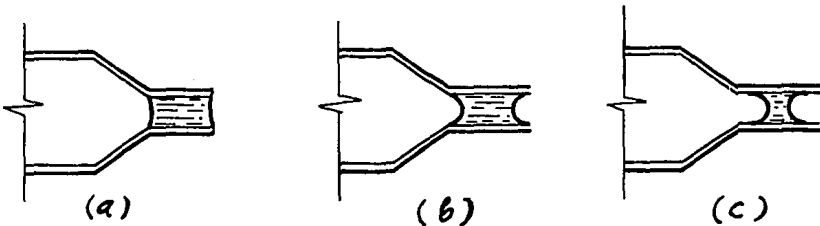


Figura 1.19 a) Meniscos parcialmente desarrollados (ϕ_1)
 b) Meniscos totalmente desarrollados (ϕ_2)
 c) Comienza la retracción.

El efecto de la tensión capilar se transmite a todo el líquido contenido en el capilar y puede alcanzar valores muy grandes. Este efecto alcanza una magnitud de 30 atmósferas en un tubo con 0.00001 centímetros de diámetro, esto es $0.3/0.00001 = 3000$ cm. Es necesario recordar que estos grandes esfuerzos de tensión ocurren sólo en tubos capilares. La tensión en tubos de mayor diámetro no alcanza el valor de una atmósfera.

Si en lugar de tener un capilar, se tiene un sistema de tubos capilares intercomunicados y se considera que la altura de las columnas de agua que se puedan alcanzar es mínima, los meniscos formados tendrían la misma curvatura en cada instante, independientemente de los diámetros de los diferentes tubos que forman el sistema, pero si la altura que puedan alcanzar las columnas de agua es apreciable, habrá diferencia de curvaturas debido al peso propio del agua.

Considerando nuevamente un capilar horizontal, se puede observar (el tubo lleno de agua y expuesto a la evaporación), que durante el proceso de evaporación se desarrollan los meniscos, que por el efecto de membrana que produce la tensión superficial, induce las fuerzas de tensión superficial (F_T) y sus reacciones (F_R).

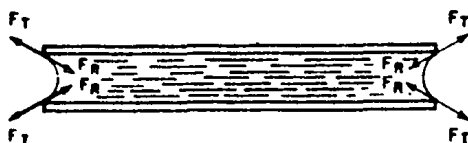


Figura 1.20 En un tubo capilar lleno de agua y expuesto a evaporación se generan presiones capilares.

Las fuerzas F_T y F_R producen esfuerzos de compresión longitudinales y radiales que tienden a acortar y cerrar el tubo capilar.

Por lo anterior, una masa compresible, atravesada por un sistema de tubos capilares sujetos a evaporación, se contrae volumétricamente.

I.7 PROCESO DE CONTRACCION EN SUELOS FINOS

Por los procesos descritos, se puede comprender el fenómeno de contracción en los suelos finos, ya que esto ocurre cuando en los canículos de un suelo saturado, el agua empieza a evaporarse y éstos sirven como un sistema de tubos capilares. Al empezar la formación de los meniscos, la masa del suelo sufre una contracción, debido a que la formación de meniscos trae como consecuencia la generación de la fuerza de tensión. Al ir evaporándose el agua, disminuye el radio de curvatura de los meniscos, hecho que marca el aumento gradual de la presión capilar, por lo que la estructura se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo los radios y comprimiendo la estructura del suelo, hasta el grado de que no se pueda producir más deformación, por lo que en ese instante los meniscos comenzaran a retraerse hacia el interior de la masa del suelo. En este momento es cuando la masa del suelo cambia de tono de oscuro a más claro y corresponde al límite de contracción del suelo.

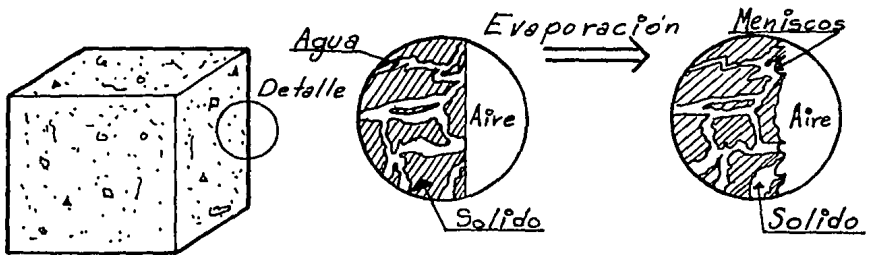


Figura 1.21 a) Muestra de suelo

b) Detalle de la muestra de suelo, donde no se ha presentado aún la evaporación por lo que no existe la formación de meniscos.

c) En este detalle a ocurrido la evaporación y se forman los meniscos, puesto que los canículos no son de igual diámetro los meniscos no se retraerán en el mismo instante, comenzando el proceso en los diámetros mayores, como se vio anteriormente.

En la Fig. 1.22 se puede observar gráficamente el proceso de contracción en suelos finos.

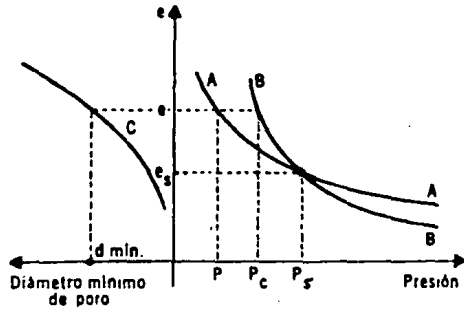


Figura 1.22 Esquema para mostrar el proceso de contracción en suelos finos.

En la Fig. 1.22 la curva C representa la relación entre el diámetro mínimo de poro y la relación de vacíos; se observa que si disminuye la relación de vacíos (e) disminuye también el diámetro mínimo de poro (d_{min}). Según lo anterior, cada menisco se retraerá hasta el d_{min} , antes de que empiece el retiro general hacia el interior de la muestra.

La curva A representa la relación entre la presión (P) y la relación de vacíos (e) que se puede obtener al aplicar una compresión a una muestra de suelo, se observa que para obtener una relación de vacíos (e), es necesario aplicar una presión P , Pero en la curva B, que representa la relación entre presión capilar y relación de vacíos, nos indica que el suelo puede alcanzar una mayor presión capilar para esa misma relación de vacíos.

Entonces, un suelo puede alcanzar una relación de vacíos por medio de una compresión externa o por la contracción capilar. El punto D define el punto a partir del que para alcanzar una menor relación de vacíos (e) es necesario aplicar una presión externa mayor a la que puede generar la capilaridad. A este punto D se le conoce como límite de contracción, y ocurre cuando los meniscos están totalmente desarrollados.

EJEMPLOS

¿ Cual será la tensión capilar máxima que se puede desarrollar en un tubo con 0.008 mm de diámetro y abierto al aire ?

Solución: Con la Ec. I.22

$$\mu = \frac{2T_s}{R}$$

Como hay contacto entre agua-aire.

$$T_s \approx 0.074 \text{ gf/cm} \quad ; \quad R = \frac{0.008}{2 \cdot 10} = 0.0004 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{2(0.074)}{0.0004} = 370 \text{ gf/cm}^2$$

$$\underline{\mu = 370 \text{ gf/cm}^2}$$

Calcular la altura de ascensión capilar máxima del agua, del ejercicio anterior, en dicho tubo.

De la Ec. I.21

$$\mu = h \gamma_w$$

$$h = \frac{\mu}{\gamma_w}$$

$$h = \frac{370}{1} = 370 \text{ cm}$$

$$\underline{h = 370 \text{ cm} = 3.70 \text{ m}}$$

o bien

$$h = \frac{2T_s}{R \gamma_w}$$

En un tubo capilar vertical de $D = 0.08$ mm y 33 cm de altura se desarrolla la ascensión capilar. Determinar cual es la altura máxima que se puede generar para ese diámetro y si es mayor que la altura del tubo, determinar el ángulo de contacto α .

$$D = 0.08 \text{ mm} \quad ; \quad h_{\text{tub.}} = 33 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Máx.}} = ?$$

de la Ec. (I.26)

$$h_{\text{Máx}} = \frac{2T_s}{R\gamma_w}$$

$$T_s = 0.074 \text{ gf/cm}$$

$$R = 0.04 \text{ mm} = \frac{1 \text{ cm}}{10 \text{ mm}} = 0.004 \text{ cm}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ gf/cm}^3$$

$$h_{\text{Máx}} = \frac{2 (0.074)}{(0.004) 1} \frac{\text{gf/cm}}{(\text{cm}) \text{ gf/cm}^3} = 37 \text{ cm}$$

Resulta que la $h_{\text{Máx}}$ que alcanza la ascensión capilar es mayor que la altura del tubo por lo que:

de la Ec. (I.21)

$$h = \frac{2 T_s \cos \alpha}{r \gamma_w}$$

ó

$$\cos \alpha = \frac{h r \gamma_w}{2 T_s}$$

$$\cos \alpha = \frac{(33) (0.004) 1}{2 (0.074)}$$

$$\alpha = 26.88^\circ = 26^\circ 53' 16''$$

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Juárez Badillo, Rico Rodríguez

MECANICA DE SUELOS TOMO I
Editorial Limusa
tercera edición
México D.F.

- 2.- Marcelo Alonso D.C.F.M., Virgilio Acosta D.C.F.M.

INTRODUCCION A LA FISICA TOMO I
Editorial Cultura Colombiana
13 edición
Habana Cuba, 1965.

- 3.- R.A. Serway

FISICA
Editorial Interamericana
México D.F., 1986.

CAPITULO II ESTUDIO DE LAS PRESIONES EN LOS SUELOS

II.1 ANALOGIA DE TERSAGUI

Para representar el comportamiento, bajo carga, de un suelo compresible, en el que la fase sólida es equiparada a un resorte, la fase líquida a un fluido y los conductos del suelo a un orificio; Tersaghi propuso un modelo que consiste en un modelo de Hooke (resorte) dentro de un modelo de Kelvin (pistón) dentro de un modelo de Kelvin (pistón).

Tersaghi considero un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pequeño pistón con un orificio en él, Fig.2.1

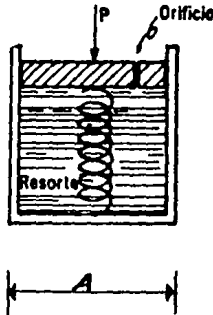
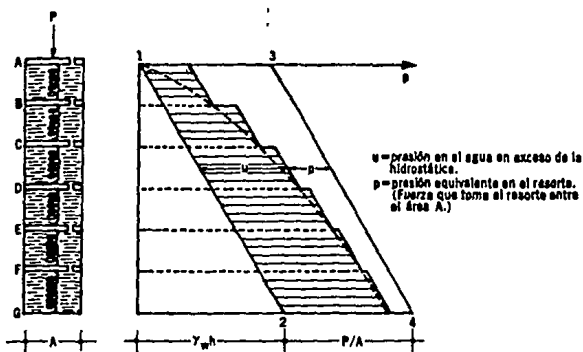


Figura 2.1 Modelo mecánico de Tersagui.

se observa que el pistón está soportado por un resorte y además el cilindro está totalmente lleno de un fluido incompresible. Cuando se coloca sobre el pistón una carga P y el orificio se encuentra cerrado, toda la carga P estará soportada por el fluido, por lo que el resorte no sufrirá ninguna deformación.

Si ahora, al colocar la carga P , el orificio se encuentra abierto de tal forma que el fluido tenga salida, habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte. La velocidad con que ocurra esta transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Si se permite que el resorte tenga una gran deformación, se logrará que la totalidad de la carga quede soportada por él, lo que permite que el fluido vuelva a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Si se consideran ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la figura 2.2, antes de iniciar el experimento, el dispositivo tendrá que haber llegado al equilibrio, por lo que el fluido no tenderá al movimiento. La distribución inicial de presiones en el agua sera lineal. (línea 1-2 de la figura 2.2).



U = Presión en el agua en exceso de la hidrostática.

P = Presión equivalente en el resorte (Fuerza que toma el resorte entre el área A).

Figura 2.2 Esquema del modelo de Ferraghi, comprendiendo varias cámaras.

Si se aplica la carga P al primer pistón de una manera rápida, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, de esta manera se genera, en el fluido, una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite a cualquier profundidad con el mismo valor, se forma así el nuevo diagrama de presiones en el fluido, que corresponde a la línea 3-4 de la Fig. 2.2. La diferencia de presiones en el orificio superior, en el interior y o en el exterior (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; esto hace que la presión en el fluido de la primera cámara disminuya transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. Al reducirse la presión del fluido en la primer cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo que un poco de fluido contenido en la segunda cámara pasará a la primera; al ocurrir esto habrá una disminución de presiones en la segunda cámara lo que provoca la tendencia al flujo de las cámaras inferiores. Este proceso se detendrá en el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, que ocurre cuando la carga P está totalmente soportada por los resortes.

De la Fig. 2.2 se puede notar que la presión en el fluido en cada cámara, sigue una ley lineal; sin embargo, al nivel donde se encuentran los orificios se nota una discontinuidad en la presión, que queda representada por una línea horizontal. Conforme pasa el tiempo la línea quebrada se desplaza constantemente hacia la izquierda (Las presiones del fluido (u) y los resortes (ρ) son las que se indican con la línea quebrada).

Este mecanismo se puede asemejar a la condición que presentan los suelos, sólo que en éstos las cámaras son muy pequeñas y el número de ellas es muy grande, por esta razón la línea quebrada que representa la distribución de presiones tiende a ser una curva continua (en la Fig. 2.2 línea 1-5).

Consideremos ahora un estrato de suelo, donde se desprecia el peso de agua y del mismo estrato, éste suelo ha sido consolidado debido a una carga anterior P_1 , además se concierne que el agua sólo puede fluir hacia la frontera superior, ya que la frontera inferior está formada por un estrato impermeable, Fig. 2.3.

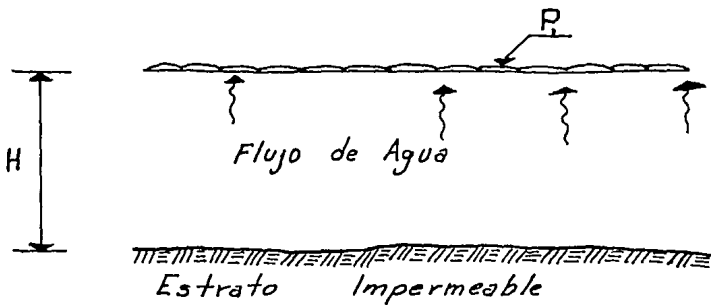


Figura 2.3 Estrato consolidado debido a una carga P_1 y con flujo del agua hacia la frontera superior.

Si a este estrato se le aplica un incremento de presión (ΔP) la presión o esfuerzo total será $P_2 = P_1 + \Delta P$, y este incremento de presión instantáneamente será soportado por el agua intersticial que adquiere por esto, una presión en exceso de la hidrostática Fig. 2.4.

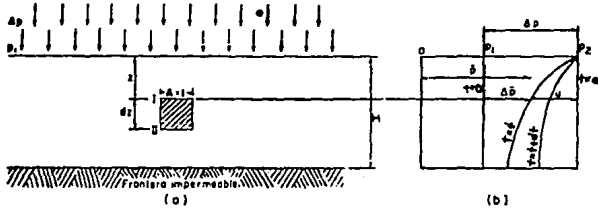


Figura 2.4 Diagrama de presiones.

Como se ha visto, conforme pasa el tiempo esta sobre carga se transmite al suelo en una forma gradual, la distribución de presiones entre la fase sólida del suelo y el agua intersticial

$\bar{P} = P_1 + \Delta P$ y u respectivamente se representa por la curva $t = t$ de la Fig. 2.4.

Por lo anterior sabemos que

$$\Delta P = \bar{\Delta P} + u \dots\dots\dots (2.1)$$

Ecuación válida para cualquier instante t y a cualquier profundidad Z . Un momento después, $t = t + \delta t$, la nueva distribución de presiones aparece en la Fig. 2.4, con esto se puede notar que Δp tanto en la fase sólida como en el agua intersticial (u) son función de la profundidad, Z y del tiempo t , por lo tanto:

$$u = f(z, t)$$

y

$$\bar{\Delta P} = \Delta P - u = \Delta P - f(z, t) \dots\dots\dots (2.2)$$

Ecuación que muestra el fenómeno de la consolidación unidimensional.

II.2 LA PRESION EN LOS SUELOS

Considérese, dos partículas de suelo en contacto.

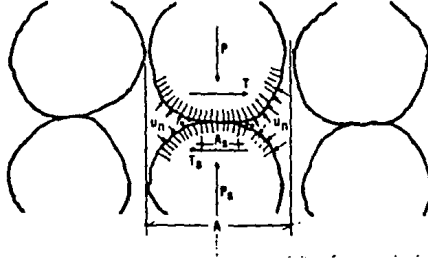


Figura 2.5 Partículas representativas de una masa de suelo en equilibrio

Se puede apreciar que las partículas sólo están unidas en una superficie plana de área (A_s) que representa a la área de contacto entre ellas. A esas dos partículas corresponde una área tributaria (A), también representativa de toda la masa del suelo.

Definiendo la relación de estas dos áreas, se obtiene el factor "a", como sigue:

$$a = \frac{A_s}{A} \dots\dots\dots(2.3)$$

Por otro lado, sabemos que la fuerza normal total al plano horizontal es "P", como se aprecia en la Fig. 2.5, y la fuerza cortante es T.

Sabemos además que los esfuerzos normales y cortantes se definen como sigue:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad ; \quad \tau = \frac{T}{A}$$

Por lo tanto, los esfuerzos reales que se producen en el área de contacto son:

$$\sigma_s = \frac{P_s}{A_s} \dots\dots\dots(2.4a)$$

$$\tau_s = \frac{T_s}{A_s} \dots\dots\dots(2.4b)$$

Considerando el equilibrio verticalmente se tiene:

$$P = P_s + (A - A_s) u_n \dots\dots\dots(2.5)$$

ya que u_n es el esfuerzo que produce el agua intersticial en el área tributaria menos el área de contacto de las partículas.

$$u_n = u_h + u = \gamma_w h_w + u$$

Dividiendo la Ec. 2.5 entre A tenemos.

$$\frac{P}{A} = \frac{A_s}{A} \frac{P_s}{A_s} + \left(1 - \frac{A_s}{A}\right) u_n \dots\dots\dots(2.6)$$

como:

$$a = \frac{A_s}{A} ; \sigma_s = \frac{P_s}{A_s} \text{ y } \sigma = \frac{P}{A} \dots\dots\dots(2.7)$$

tenemos

$$\sigma = \sigma_s a + (1 - a) u_n \dots\dots\dots(2.8)$$

Además si definimos a la presión intergranular (σ_g) como P_s/A_s . La Ec. (2.7) queda:

$$\sigma_g = P_s/A_s$$

$$\sigma = \sigma_g + (1 - a_s) u_n \dots\dots\dots(2.9)$$

Tomando en cuenta la práctica, en la ingeniería no puede obtenerse en forma simple el valor de A_s . Se tiene sólo P y A , por lo tanto el valor de a no puede calcularse numéricamente, además de ser despreciable en la gran mayoría de los casos. Es por esto que la Ec. (2.9) queda como sigue:

$$a \Rightarrow 0$$

$$\sigma = \sigma_g + u_n \dots\dots\dots(2.10)$$

donde:

σ = Presión normal total (carga total aplicada al suelo en un nivel dado entre el área total de la masa del mismo).

u_n = Presión neutral del agua intersticial (presión del agua en los poros).

σ_g = Presión intergranular obtenida del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el área total de la masa de suelo.

La Ec. (2.9) adquiere importancia cuando se estudia la repartición de las presiones en materiales porosos como las rocas y el concreto.

Consideremos ahora el equilibrio horizontal, paralelo al plano de contacto.

$$T = T_s \dots\dots\dots(2.11)$$

$$\sigma = \frac{T}{A}$$

$$T = \sigma A \dots\dots\dots(2.12)$$

$$\sigma_s = \frac{T_s}{A_s}$$

$$T_s = \sigma_s A_s \dots\dots\dots(2.13)$$

Igualando las Ecs. (2.12) y (2.13)

$$\sigma A = \sigma_s A_s \dots\dots\dots(2.14)$$

Dividiendo la Ec (2.14) entre A

$$\sigma = \sigma_s a \dots\dots\dots(2.15)$$

Definición:

Presión o esfuerzo efectivo: Son aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo ($\bar{\sigma}$).

Se ha considerado a la presión intergranular como la efectiva, para cálculos y análisis teóricos:

$$\sigma_g = \bar{\sigma}$$

Por lo que la Ec. (2.10) queda:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u_n$$

Obtenemos así la presión efectiva.

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_n \dots\dots\dots(2.16)$$

El echo de que $\sigma_g = \bar{\sigma}$, indica que $\bar{\sigma}$, tal como ha sido definido, sirve como instrumento de cálculo en el comportamiento de los suelos, en forma en que la teoría los analiza en la actualidad.

Por otro lado podemos descomponer la presión neutral en dos componentes:

$$u_n = u_h + u \dots\dots\dots(2.17)$$

donde:

u_h = Presión hidrostática correspondiente a una distribución lineal de equilibrio estático.

u = Presión en exceso o en defecto de la hidrostática (juega un papel muy importante en la teoría de consolidación).

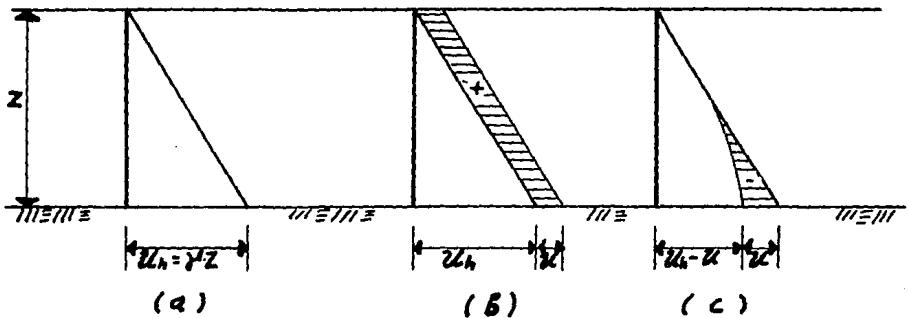


Figura 2.6 Casos de presión neutral: (a) Presión hidrostática; (b) Presión en exceso de la hidrostática; (c) Presión en defecto de la hidrostática.

La presión o esfuerzo total vertical (σ ó P) que se tiene en el suelo, a una profundidad Z , suponiendo al suelo homogéneo, debida al peso propio del material, puede calcularse prácticamente como sigue:

$$\sigma = P = \gamma_m Z$$

u_h se calcula prácticamente:

$$u_h = \gamma_w Z$$

donde:

Z = Profundidad a la que se desea conocer las presiones.

La presión efectiva ($\bar{\sigma}$ ó \bar{P}_o), por peso propio en un caso en que el agua este en condición puramente hidrostática ($u = 0$) con el nivel de agua en la superficie será:

$$\bar{\sigma} = \bar{P}_o = \sigma - u_h = (\gamma_m Z) - (\gamma_w Z) = (\gamma_m - \gamma_w) Z \dots\dots\dots(2.18)$$

Se tiene que el peso específico sumergido de un material es:

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_o$$

γ_o = Peso específico del agua destilada a 4° C y a la presión atmosférica, correspondiente al nivel del mar.

Considerando $\gamma_w = \gamma_o$ se tiene:

$$\bar{\sigma} = P_o = \gamma'_m Z \dots\dots\dots(2.19)$$

Si se aplica al suelo una sobrecarga Δp , aparece una presión en exceso de la hidrostática, en el primer instante de la aplicación de $\Delta p = u$, pero en un instante posterior ocurre un reparto, una disminución, al iniciarse el flujo de agua a través de las fronteras permeables.

$$\Delta p = \Delta p - u \dots\dots\dots(2.1)$$

La presión efectiva se incrementa con el tiempo.

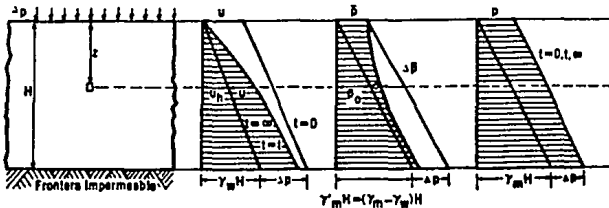


Figura 2.7 Distribución de presiones, en un estrato superficial de suelo homogéneo y compresible, con el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) en la frontera superior.

En la Fig. 2.7 se muestra una repartición de presiones. Al estrato previamente consolidado bajo su peso propio y con un incremento de carga Δp . En todo el tiempo la presión total se mantiene constante ($P_2 = P_1 + \Delta p$), mientras la neutral y la efectiva cambian, siendo su suma igual a la total. En la práctica U_n se puede obtener en el campo por medio de piezómetros, calculándose las presiones efectivas con la Ec.(2.16), si no hay presión en exceso o defecto.

$$\bar{P}_o = \gamma'_m Z \dots\dots\dots(2.20)$$

EJEMPLOS

En un depósito de arena fina, el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) está a 1.20 m. de profundidad. Sobre ese nivel el suelo está saturado por capilaridad. Si en la arena $\gamma_m = 2000 \text{ kg/m}^3$. Calcular la presión vertical efectiva por peso propio en un plano horizontal a 4m de profundidad.

Solución:

La presión total a 4 m. será:

$$P = 4 * 2000 = 8000 \text{ kg/m}^2 = 8 \text{ ton/m}^2$$

La presión hidrostática a 4 m. con el N.A.F. a 1.20 m. será:

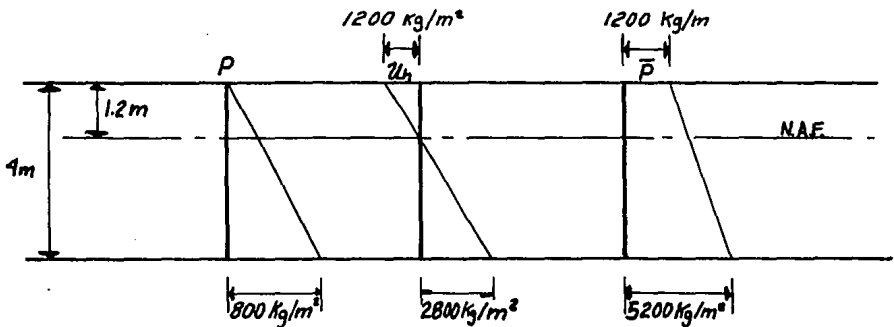
$$u_h = (4 - 1.2) \gamma_o = (4 - 1.2) 1000 = 2800 \text{ kg/m}^2 = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

La presión efectiva a 4 m. será:

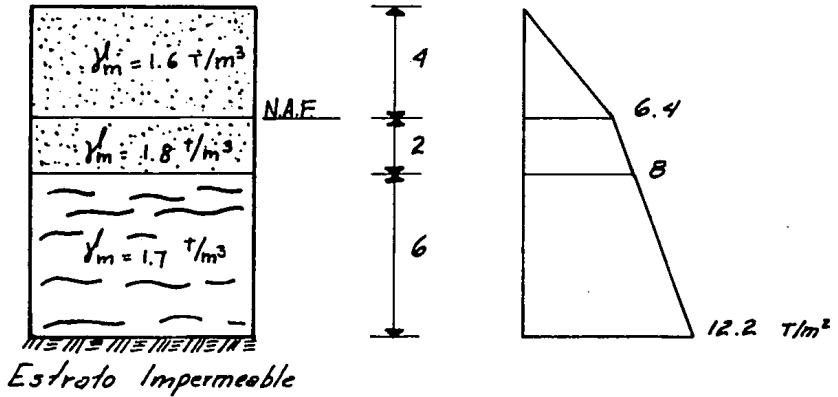
$$\bar{P} = P - u_h = 8000 - 2800 = 5200 \text{ kg/m}^2 = 5.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P} = 5.2 \text{ ton/m}^2$$

Dibujar el diagrama de presiones del ejercicio anterior.



- Calcular la presión efectiva en la base de la estratificación que se muestra en la figura.



Solución:

La presión efectiva a los 4 primeros metros,

$$\bar{P}_4 = 4 * 1.6 = 6.4 \text{ ton/m}^2$$

en los siguientes 2 metros,

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_o$$

$$\bar{P}_{4-6} = (1.8 - 1) 2 = 1.6 \text{ ton/m}^2$$

en los últimos 6 metros.

$$\bar{P}_{6-12} = (1.7 - 1) 6 = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la presión total efectiva a los 12 metros es:

$$\bar{P}_{12} = 6.4 + 1.6 + 4.2 = 12.2 \text{ ton/m}^2 .$$

BIBLIOGRAFIA

- Juárez Badillo, Rico Rodríguez

MECANICA DE SUELOS, Tomo I
Editorial LIMUSA,
tercera edición, México, D.F.

- Sotelo Avila G.

HIDRÁULICA GENERAL,
Editorial LIMUSA
primera edición, México, D.F. 1987

CAPITULO III PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LOS SUELOS

III.1 FLUJOS LAMINAR Y TURBULENTO

La clasificación de los flujos en laminar y turbulento es un resultado propiamente debido a la viscosidad del fluido; y no habrá distinción entre ambos si no existe tal. En el flujo laminar las partículas en movimiento siguen trayectorias separadas perfectamente definidas, estas trayectorias pueden o no ser paralelas; en este proceso no existe mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. Si dentro de un flujo laminar se inyecta algún colorante de la misma densidad del líquido, éste se moverá como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo.

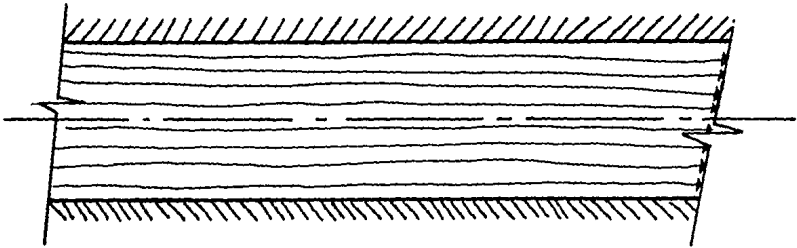


Figura 3.1 *Fluido en régimen laminar.*

En cambio, en un flujo turbulento las partículas siguen trayectorias sin algún orden; al inyectar el colorante se puede observar que sí existe mezcla macroscópica. Existen en este flujo, pequeñas componentes de velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general las cuales fluctúan con respecto al tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aún cuando el flujo sea permanente. Las componentes transversales de la velocidad en cada punto origina que las partículas se mezclen intensamente; en éste mezclado se consume parte de la energía en movimiento por efecto de fricción interna.

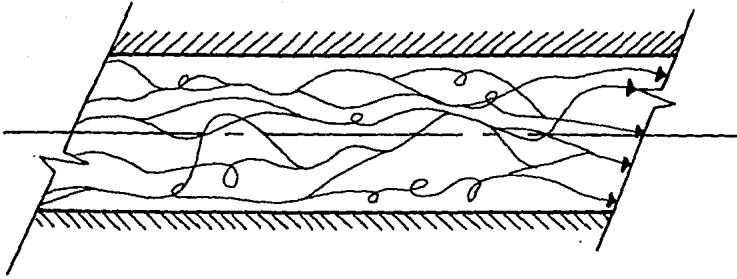


Figura 3.2 fluido con régimen turbulento.

Los flujos laminar y turbulento, son causa directa de la velocidad del líquido; a velocidades bajas ocurre el flujo laminar, mientras que a velocidades altas el flujo turbulento. Si en un líquido aumentamos gradualmente la velocidad, de tal modo que pase de flujo laminar a turbulento, al disminuir la velocidad la transición de turbulento a laminar ocurre a una velocidad menor que la primera, con esto se deduce que existe un intervalo de velocidad, donde el flujo puede ser laminar o turbulento. Reynolds probó que para cierto diámetro y temperatura, existe una velocidad que nos dará un flujo laminar (velocidad crítica), de manera similar existe una velocidad mayor la cual nos garantiza el flujo turbulento en el agua; esta velocidad es aproximadamente 6.5 veces la velocidad crítica. Reynolds encontró la siguiente expresión para valuar la velocidad crítica del agua:

$$V_c = \frac{36}{1 + 0.0337 T + 0.00022 T^2} \frac{1}{D} \dots\dots\dots (3.1)$$

donde

- V_c = Velocidad crítica (cm/s)
- T = Temperatura del agua (°C)
- D = Diámetro del conducto (cm)

Por la Ec. (3.1) se sabe que la velocidad crítica es inversamente proporcional al diámetro del conducto.

III.2 GRADIENTE HIDRAULICO

El agua que penetra al subsuelo puede ser retenida por las fuerzas de tensión superficial en las capas superiores de suelo (zona vadosa o capilar); esta puede evaporarse o puede ser usada por la vida vegetal. Bajo la zona capilar se localiza la zona de saturación, que depende de la estratigrafía en la que los huecos intersticiales y grietas están completamente llenos con agua. La zona de saturación incluye una profundidad en la que el agua es retenida por tensión superficial o zona capilar, y una zona inferior en la que el agua es libre de fluir bajo la influencia de la gravedad, estas dos zonas son limitadas por la línea del nivel freático, que tiende a seguir el contorno de la superficie del terreno, elevándose bajo colinas y descendiendo de bajo de los valles. Si el nivel freático no es recargado, el uso lo hace descender. La pendiente del nivel freático es el gradiente hidráulico.

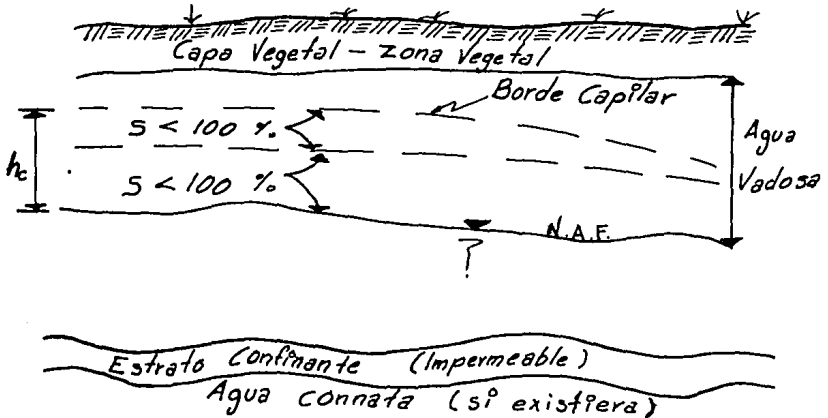


Figura 3.3 Perfil suelo-agua en el manto superior de la tierra.

La pendiente de la línea piezométrica se le llama gradiente hidráulico. En el flujo de un canal abierto, la línea piezométrica coincide con la superficie del agua, mientras que en un flujo a presión, representa la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro.

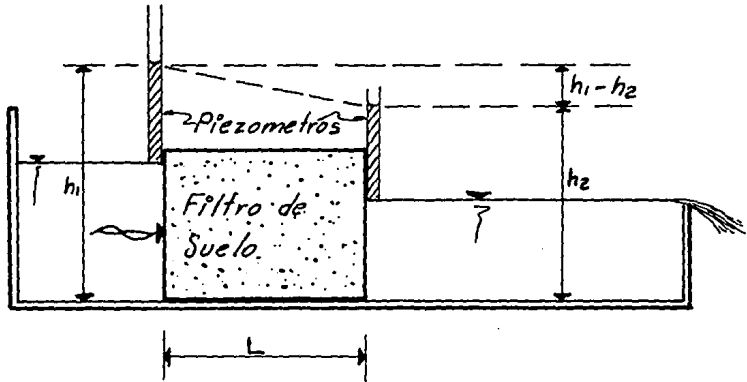


Figura 3.4 diferencia de niveles en los piezómetros después de atravesar un filtro de suelo.

De la figura 3.4 el gradiente hidráulico queda como sigue:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \dots\dots\dots (3.2)$$

Representa la pérdida de carga o la pérdida de energía por unidad de longitud.

Si $i = 0 \Rightarrow h_2 = h_1$, y no existe flujo.

III.3 ALTURA PIEZOMÉTRICA

Considerando una masa de suelo confinada, homogénea e isotrópica, como se muestra en la figura 3.5. Al colocar piezómetros en los puntos A, B, C y D se observarían los niveles de agua como se ilustran. Se debe tener en cuenta que el diámetro de los tubos de los piezómetros, deben de ser suficientes para que los efectos capilares sean despreciables.

Un piezómetro puede consistir en un tubo de tres a cinco centímetros de diámetro con la punta colocada en un sistema de filtro de arena y dentro de una perforación de sondeo. Se taponan la parte superior de la perforación de tal manera que el agua superficial sea excluida y sólo sean observadas las presiones del agua en la punta. La carga piezométrica se mide haciendo descender una plomada calibrada o un indicador eléctrico que completa su circuito con el agua que se encuentra dentro del tubo.

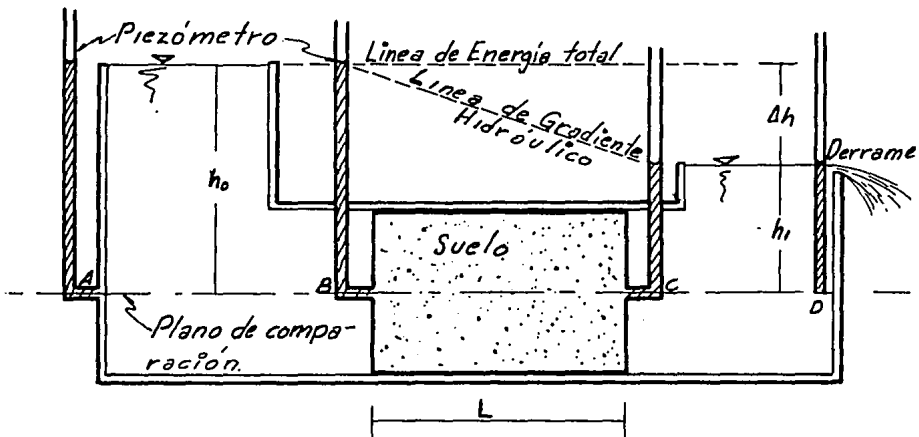


Figura 3.5 Flujo de agua a través de una masa de suelo isotrópica y homogénea, de largo L y con las condiciones de carga ilustradas.

Las alturas piezométricas se obtienen de la siguiente manera:

1.- Se fija el plano de comparación a lo largo de la línea A,B,C y D de tal forma que no es necesario considerar las alturas de elevación. También se toma $v^2/2g = 0$ en todos los puntos.

- 2.- En A: $h_A = h_0$
- 3.- En B: $h_B = h_0$
- 4.- En C: $h_C = h_1$.
- 5.- En D: $h_D = h_1$.

Con $h_A = h_B = h_0$ y $h_C = h_D = h_1$, resulta que la pérdida de carga mostrada ocurre a través de la muestra de longitud L . Como se ha considerado un suelo homogéneo e isotrópico, e supone que la pérdida es uniforme, y la pendiente de la línea de energía es como se presenta en la figura 3.5. En este caso el gradiente hidráulico es:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots (3.3)$$

En la figura 3.6 se representa el flujo de agua a través de filtro formados por materiales térreos, entre dos depósitos a superficie libre.

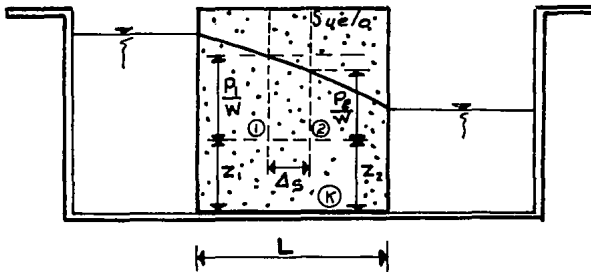


Figura 3.6 Esquema para la derivación de la ley de Darcy.

Considerando un plano horizontal de referencia (P.H.R.), tenemos que en un punto 1 cualquiera, se tiene una elevación Z_1 y una carga de presión P_1/w ; esto representa la energía $h_1 = Z_1 + (P_1/w)$, en otro punto 2 la energía será: $h_2 = Z_2 + (P_2/w)$.

La velocidad del agua a través del medio poroso es mínima, por lo que se explica el porque se desprecia en h la carga de velocidad. Darcy encontró la velocidad con que se mueve el fluido del punto 1 al punto 2 de la siguiente forma:

El gasto quede dado por:

$$Q = \frac{\delta v}{\delta t} = k A i \quad (\text{cm}^3 / \text{s}) \dots \dots \dots (3.4)$$

donde:

A = Area de la sección transversal del filtro.

i = gradiente hidráulico del flujo.

k = coeficiente de permeabilidad.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{h_1 - h_2}{\Delta s} \dots\dots\dots(3.5)$$

$h_1 - h_2$ = Pérdida de energía por el flujo en el desplazamiento Δs ; esta pérdida se transforma en calor.

A través de la Ec. de continuidad,

$$Q = A v \dots\dots\dots(3.6)$$

Se puede establecer, por la Ec. 3.4 que:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{K A i}{A} = K i \dots\dots\dots(3.7)$$

En la Ec. 3.7 se observa que la velocidad (v) es directamente proporcional al gradiente hidráulico (i).

Darcy realizó sus experimentos con arenas finas, obteniendo que el flujo de agua en este medio es laminar, por lo menos mientras las cargas hidráulicas no sean excesivas; por lo tanto, en suelos más finos, aún con mayor presión, se puede asegurar que el flujo del agua será laminar.

En lo anterior se utilizó una constante K , de proporcionalidad, que es llamada coeficiente de permeabilidad del suelo, la cual como se puede observar, sus unidades corresponden a las unidades de velocidad. Por lo tanto, K es la velocidad del agua a través de un suelo, sujeto a gradiente hidráulico unitario (Ec.3.7). Indica propiedades físicas del suelo, en cierta medida nos ayuda a conocer la facilidad o dificultad que tiene el agua para fluir en materiales térreos, estando sujeto a un gradiente hidráulico (i) dado.

III.5 METODOS PARA MEDIR EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD EN SUELOS

Un dato de suma importancia en algunos proyectos, donde interviene la mecánica de suelos, es el coeficiente de permeabilidad; su determinación es fundamental, por lo que existen varios procedimientos para la obtención de este parámetro. A continuación se mencionan los métodos para obtenerlo.

1) Métodos indirectos: (El valor del coeficiente K , se obtiene de forma secundaria por pruebas y técnicas que primeramente persiguen otros fines).

- a) Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- b) Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.
- c) Cálculo a partir de la prueba de consolidación.

En la tabla 3.1 debida a Casagrande y R.E.Fadum, se tienen las interrelaciones entre el coeficiente K , los tipos de suelo y los procedimientos de prueba aplicable en cada caso.

2) Métodos directos: (Su objetivo es la medición directa de tal coeficiente).

- a) Permeámetro de carga constante.
- b) Permeámetro de carga variable.
- c) Pruebas directas de los suelos en el lugar.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
 "K" en cm. por seg. (escala log.)

	10 ²	10 ¹	1,0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Propiedad de Drenaje	Buen Drenaje				Mal Drenaje				Próximamente Impermeables			
Aplicación en Presas de Tierra y Diques	Secciones Permeables de Presas y Diques						Secciones Impermeables de Presas de Tierra y Diques					
Tipo de Suelos	Grava Limpia		Arenas Limpias Mezclas de Grava y Arena Limpias		Arenas muy Finas, Limas Orgánicas e Inorgánicas, Masas de Arena, Limo y Arcilla Muestra Glacial, Depósitos de Arcilla Estratificadas, etc.				Suelos "Impermeables", vs Arcillas Homoplasmas, etc. de litos de in-temperanz.			
							"Suelos Impermeables" que han sido modificados por los efectos de la vegetación y del intemperismo.					
Determinación Directa del coeficiente de permeabilidad	Prueba Directa de las Serles en su Posición Original (v.g. Pozos de bombeo) Confiable si se conduce apropiadamente. Requiere Considerable Experiencia.					Permeámetro de Carga Constante Requiere poca Experiencia		Permeámetro de Carga Variable Rango de Permeabilidad inestable Requiere Mucha Experiencia para una correcta interpretación		Aceptable Requiere Considerable Experiencia		
Determinación Indirecta del coeficiente de permeabilidad	Cálculo de la distribución granulométrica, (v.g. fórmula de A. Hazen) Aplicable únicamente a Gravas y Arenas Limpias sin cohesión.			Prueba Horizontal de Capacidad Requiere Muy Poca Experiencia, Especialmente Util para la Prueba Rápida, de un gran Número de Muestras en el Campo sin Equipo de Laboratorio				Cálculos de los Probados de Consolidación Equipo de Laboratorio Completo. Requiere considerable ex-periencia.				

TABLA 3.1

III.5.1.a) Cálculo a partir de la curva granulométrica.

Se tiene como antecedente, que mientras mayor sea el número y tamaño de los poros, se tendrá mayor permeabilidad; es por esto que en suelos gruesos la permeabilidad resulta relativamente alta comparándola con la permeabilidad que se obtiene en suelos finos.

De una forma simple, todos los métodos siguen la fórmula clásica de Allen Hazen (1892).

$$K = C D_{10}^2 \text{ (cm/ s)} \dots\dots\dots(3.8)$$

K = Coeficiente de permeabilidad buscado (cm/s).
D₁₀ = Diámetro efectivo (cm).

Los estudios realizados por Hazen fueron con arenas de diámetros efectivos comprendidos entre 0.1 y 3 mm., de estos estudios se obtuvo que C variaba de 41 y 146, por lo que se menciona un valor medio de C= 116 como aceptable, por lo que la fórmula de Hazen queda restringida a suelos que cumplan con la característica de los estudiados; además, aún para estos suelos, el valor de C varía en un rango muy grande por lo que la fórmula es poco válida y confiable.

En el efecto de permeabilidad, la temperatura juega un papel importante ya que cambia la viscosidad del agua. Si se toma en cuenta esto, la Ec. 3.8 cambia a:

$$K = C (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2 \text{ (cm/s)} \dots\dots\dots(3.9)$$

Siendo t = temperatura (°C)

Schliehter tomó en cuenta la compacidad, además de la temperatura, obteniendo lo siguiente:

$$K = 771 \frac{D_{10}^2}{C} (0.7 + 0.03 t) \text{ (cm/s)} \dots\dots\dots(3.10)$$

C= Función de n que responde a los valores

n = 0.26	0.38	0.46
C = 83.4	24.1	12.8

TABLA 3.2

Para suelos arenosos Terzaghi da la siguiente expresión.

$$K = C_1 D_{10}^2 (0.7 + 0.03 t) \quad (\text{cm/s}) \dots\dots\dots (3.11)$$

donde:

$$C_1 = C_0 \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 \dots\dots\dots (3.12)$$

n = Porosidad

C₀ = se obtiene de la tabla 3.3

Arenas de grano redondeado	C ₀ = 800
Arenas de grano anguloso	C ₀ = 460
Arenas con limos	C ₀ < 400

TABLA 3.3

III.5.1.b) Cálculo de K con la prueba horizontal de capilaridad.

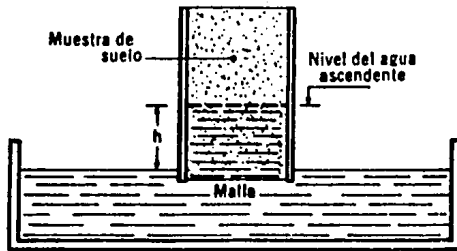


Figura 3.7 Ascensión capilar; método de Terzaghi para la obtención de K en el campo.

La ascensión capilar en una muestra de suelo es una medida indirecta de la permeabilidad; este hecho permitió a Terzaghi desarrollar una prueba que sirvió de antecedente para la prueba horizontal de capilaridad.

En un tubo vertical transparente se coloca una muestra de suelo y para sostener éste, se coloca una malla en la parte inferior del tubo.

El tubo se coloca como se muestra en la figura 3.7 de manera que su base quede justamente bajo el nivel del agua.

Conforme avanza la ascensión capilar se toma el tiempo y se gráfica tiempo-ascensión, obteniendo así una curva similar a las que se muestran en la figura 3.8.

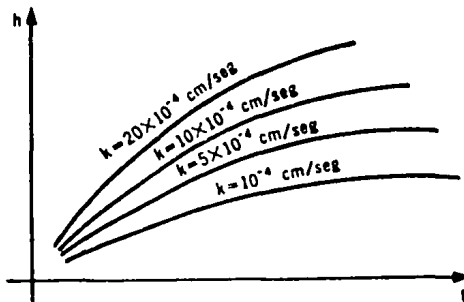


Figura 3.8 Curvas "maestras" para la estimación de K por el método de Terzaghi (Sin escala).

De esta manera, se gráficas varias curvas de suelo con permeabilidad conocida, y así se puede conocer la permeabilidad de cualquier otro suelo, observando y comparando la curva obtenida con la carta de curvas obtenida con anterioridad.

Aunque éste método es empíricamente sencillo, el análisis teórico es muy complicado y las hipótesis elaboradas no concuerdan con los resultados experimentales.

Del método anterior se desarrolló la prueba horizontal de capilaridad, que consiste en colocar, como su nombre lo dice, a la muestra horizontalmente, como se muestra en la figura 3.9.

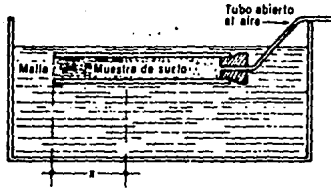


Figura 3.9 Esquema de la prueba horizontal de capilaridad.

Con la muestra colocada de esta manera la distancia X recorrida en el tiempo t es la siguiente.

$$X^2 = m t \dots\dots\dots(3.13)$$

Esta distancia resulta ser directamente proporcional a la raíz cuadrada del tiempo, con m que es una constante del suelo, que está relacionada con k de la siguiente forma:

$$m^2 = Z' K \dots\dots\dots(3.14)$$

Z' es un valor que se puede considerar constante para un tipo de suelo dado, que se obtiene al efectuar en algunas muestras de suelo pruebas de permeabilidad, estas pruebas dan a conocer el valor de K de las muestras. Otras muestras del mismo suelo se someten a la prueba horizontal de capilaridad que permite conocer m con la fórmula 3.13, y con este valor la fórmula 3.14 nos permite conocer Z' de las muestras probadas.

Conocida ya Z' del tipo de suelo estudiado, puede aplicarse la prueba horizontal de capilaridad a otras muestras del mismo material. Entonces con la ecuación 3.13 se obtiene m , y con la ecuación 3.14 y conocida Z' obtenemos K .

Se puede tomar otra constante que efectúe la conversión, para que K quede expresada en 10^{-4} y combiene para esto que X sea en centímetros y t en segundos, así:

$$K = \frac{m^2}{Z'} * 10^{-4} \text{ (cm/seg.)} \dots\dots\dots (3.15)$$

m Representa al cuadrado de X (cm) que el agua recorre al primer minuto, valor extrapolado de una serie de observaciones que se dibujan en la gráfica de la figura 3.10.

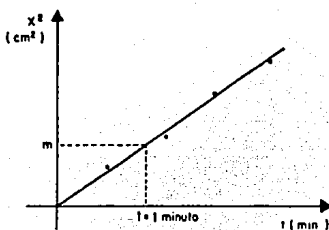


Figura 3.10 Gráfica $t - X^2$ para obtener m , los puntos resultan prácticamente sobre una recta.

Se ha observado que $10 < Z < 50$ y en el caso de arenas limosas $Z \approx 20$.

Para evitar desviaciones grandes en las pruebas las muestras de suelo deben seguir el mismo trato, secándolas en hornos y enfriándolas en un desecador antes de la prueba.

El intervalo de permeabilidad de los suelos en que este método es funcional oscila entre 0.00001 y 0.020 (cm/s).

Para tomar ventaja, la gráfica $X^2 - t$ se dibuja en escala logarítmica, una de estas ventajas resulta ser que las ecuaciones que se manejan quedan representadas por rectas a 45° , por lo tanto con la observación de un sólo punto se puede trazar la recta, aún que en realidad no se debe de hacer así, lo usual es determinar varios puntos y trazar la recta que más se apegue a los 45° , de esta manera el valor de m se lee directamente en la intersección de la línea con el eje $t = 1$ min. figura 3.11

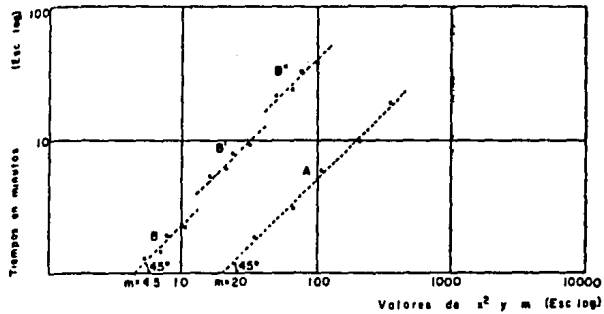


Figura 3.11 Gráfica $X^2 - t$ en escala logarítmica.

En ocasiones los puntos trazan una línea recta perfecta (A) y en otras ocasiones la línea brinca bruscamente una distancia corta (B, B', B''). Estas irregularidades son porque la muestra se comprime por presión capilar a un grado tal que realmente se fisura en el frente del agua. En el trazo aritmético de la relación $X^2 - t$, estas irregularidades parecerían indicar una ley no lineal, que daría lugar a interpretaciones del valor de m erróneas.

Otra ventaja es que varias pruebas pueden graficarse en una sola gráfica.

Usando $Z = 20$ los resultados de las pruebas representadas por las líneas A y B da la figura 3.11 corresponden a las K siguientes:

Línea A:

$$m = 20;$$

$$Z = 20$$

$$K = \frac{m^2}{Z} * 10^{-4} \text{ cm/s} = 0.002 \text{ cm/s}$$

Línea B

$$m = 4.5;$$

$$Z = 20$$

$$K = \frac{4.5^2}{20} * 10^{-4} \text{ cm/s} = 0.000101 \text{ cm/s}$$

III.5.2.a) Permeámetro de Carga Constante

En un tubo se confina una muestra de suelo con área transversal A y una longitud L como se muestra en la figura 3.12.

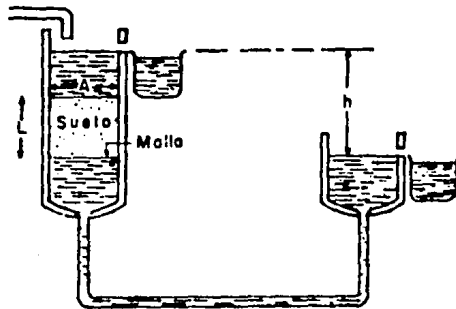


Figura 3.12 Permeámetro de carga constante.

Este suelo confinado se somete a una carga hidráulica h , donde el agua fluirá a través de la muestra, después de un tiempo t , se medirá la cantidad de agua que logró fluir por el medio.

$$V = KA i t \dots\dots\dots (3.16)$$

donde:

V = cantidad de agua (cm^3) obtenida después de un tiempo t .

El gradiente hidráulico medio queda:

$$i = \frac{h}{L} \dots\dots\dots (3.17)$$

Sustituyendo Ec. 3.17 en la Ec. 3.16.

$$V = KA \frac{h}{L} t \dots\dots\dots (3.18)$$

de la Ec. 3.18 se despeja K

$$K = \frac{VL}{Aht} \dots\dots\dots (3.19)$$

Nota: En suelos poco permeables el agua fluye muy lento, por lo que el método deja de ser funcional y se opta por utilizar otro método.

III.5.2.b) Permeámetro de Carga Variable

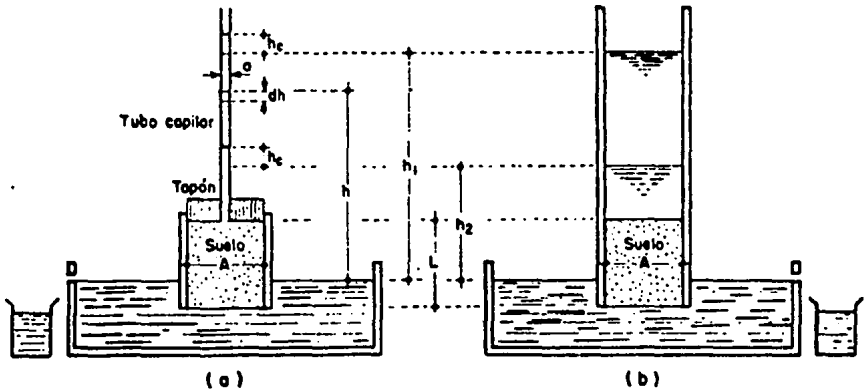


Figura 3.13 Permeámetros de carga variable

- a) Suelos finos.
- b) Suelos gruesos.

En este tipo de permeámetros la cantidad de agua que atraviesa la muestra de suelo, es medida por la diferencia de niveles en los tubos alimentadores.

Se llena de agua el tubo vertical, se observa que el menisco o nivel de agua desenderá a medida que el agua fluya a través de la muestra, de esta manera, después de un tiempo t se tendrá la diferencia de niveles, que nos indicará la cantidad de agua que atravesó la muestra de suelo.

Referido a la figura 3.13 se tiene:

a = Área del tubo vertical de carga.

A = Área de la muestra.

L = Longitud de la muestra.

h_1 = Carga hidráulica al iniciar la prueba.

h_2 = Carga hidráulica al finalizar la prueba.

h_c = Altura de ascensión capilar que debe deducirse de la lectura total del tubo de carga.

t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2 .

Según la ley de Darcy, la cantidad de agua que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo δt es:

$$\delta v = K A \frac{h}{L} \delta t = K A \frac{h}{L} \delta t \dots\dots\dots (3.20)$$

Al mismo tiempo que el agua atraviesa la muestra, en el tubo existe un descenso δh , por lo que el volumen de agua que atraviesa la muestra se puede obtener de la siguiente forma:

$$\delta v = -a \delta h \dots\dots\dots (3.21)$$

igualando las ecuaciones 3.20 y 3.21,

$$K A \frac{h}{L} \delta t = -a \delta h$$

$$\frac{K A}{L} \delta t = -a \frac{\delta h}{h}$$

integrando

$$\frac{K A}{L} \int_{t_0}^t \delta t = -a \int_{h_0}^{h_t} \frac{\delta h}{h}$$

por lo tanto:

$$K = \frac{L a}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{L a}{A t} \log \frac{h_1}{h_2} \dots\dots\dots (3.22)$$

Auxiliándonos del permeámetro de carga variable se llega a la expresión 3.22 la cual nos permite el cálculo de K.

$$K = \frac{L a h_1}{A t h_2} \quad (\text{para suelos finos})$$

$$K = \frac{L h_1}{t h_2} \quad (\text{para suelos gruesos ya que } A = a \text{ Fig.3.13 (b))}$$

Si la carga hidráulica es pequeña en comparación con la carga media usada en la prueba, se podrá usar la ecuación 3.19 con la carga:

$$h = \frac{h_1 + h_2}{2} \dots\dots\dots (3.23)$$

III.5.2.C) Pruebas Directas de los Suelos en el Lugar

Cuando las estructuras de suelo se pueden considerar como homogéneas e isotropas o anisótropas, las pruebas de permeabilidad realizadas en el laboratorio son útiles, sin embargo las formaciones naturales generalmente están conformadas por distintos estratos con variaciones importantes tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, además en mantos de arena y grava es muy difícil obtener especímenes inalterados. En estos casos es necesarios realizar pruebas en campo.

La selección del tipo de prueba útil en cada caso es un problema delicado, ya que depende de numerosos factores, tales como el tipo de material, localización del nivel freático y homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos de suelo, en cuanto a permeabilidad se refiere.

Los resultados obtenidos de los diversos métodos de interpretación, propios de cada prueba, son semejantes; debe prestarse especial atención a la forma en que se lleva a cabo el ensaye.

III.5.2.C.1) Pruebas Lugeon

La prueba de permeabilidad Lugeon, generalmente es para determinar la permeabilidad de masas rocosas, pero aplicable así mismo a materiales granulares parcialmente cementados.

Para tener una idea aproximada de la permeabilidad debida a las fisuras de la roca o del material granular cementado estudiado, permeabilidad en grande, con la prueba Lugeon, se inyecta agua a presión en tramos de perforación. Tanto los tramos probados como la presión a la que se inyecta el agua se varían. La unidad Lugeon corresponde a un litro de agua por minuto, por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm².

En la práctica, la prueba consiste en obtener para distintos tramos, curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección.

La longitud de los tramos de perforación en los que se realiza la prueba debe adaptarse a la naturaleza del terreno. Con objeto de analizar detalladamente zonas de características excepcionales resulta adecuado el empleo de tramos de longitud reducida (1 m o aún más).

a) EQUIPO:

– Un obturador o empaque con su correspondiente tubo de inyección. La longitud del obturador debe ser de 30 cm. por lo menos y de preferencia de más de un metro.

– Una bomba de varios pistones, o de gusano, pero de preferencia una centrífuga de alta presión.

– Medidor de gastos de agua.

– Uno o varios manómetros de buena calidad. se calibrarán cuidadosamente por comparación con un manómetro de precisión. Para evitar el golpeteo debido al funcionamiento irregular de los pistones de la bomba y con esto el daño a los manómetros, éstos no deben colocarse directamente en la manguera o tubería de desfogue de la bomba.

– Agua limpia y sin materiales en suspensión.

El esquema general de montaje del equipo necesario aparece en la figura 3.14

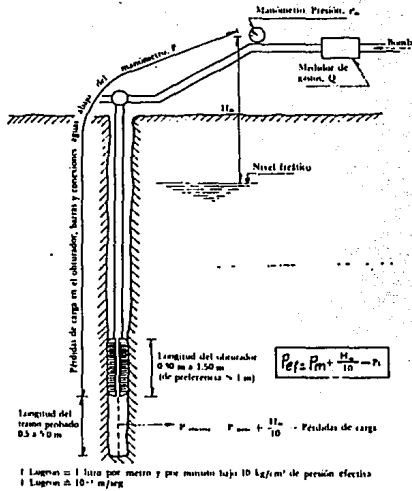


Figura 3.14 Esquema de montaje del equipo para la prueba Lugren

b) PROCEDIMIENTO:

Verificación del Sello:

Se colocan empaques en la perforación con objeto de sellar el tramo por probar, para verificar la calidad del sello, se inyecta agua y se observa si sube por la perforación, si esto ocurre puede deberse a dos causas:

- 1) La perforación no es regular y el empaque no ajusta.
- 2) El terreno está muy fisurado y se establece un corto circuito al rededor del empaque.

En el primer caso se debe desplazar el empaque algunos centímetros, hasta poder ajustar perfectamente (en ocasiones algunos metros) o aumentar la longitud del empaque para lograr un mejor sello. En el segundo la realización de la prueba se dificulta en demasía, por lo que se debe pensar en efectuar otro tipo de prueba.

Realización de la prueba:

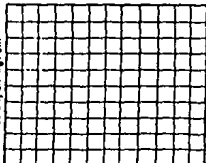
1.- Una vez verificado el sello, se anotan los datos correspondientes al tramo probado: profundidad del nivel freático, profundidad y longitud del tramo probado, y diámetro y longitud de la tubería de inyección.

2.- Se aplica el primer incremento de presión de inyección, se observa el gasto correspondiente, y se espera de 5 a 10 min. a que este se estabilice. Se anotan los valores del gasto y de la presión correspondiente en el registro de prueba (tabla 3.4).

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS
PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA LUGEON

Obra _____
 Localización _____

Fecha _____
 Pozo _____
 Prueba N° _____
 Inclinación _____
 Profundidad del nivel freático _____
 Altura del manómetro con respecto al nivel del terreno _____
TUBERÍA DE INYECCIÓN
 Diámetro interior _____
 N° de copes _____
OBTURADOR
 Tipo _____
 Longitud _____



Presión, en kg/cm²

Gasto Q, en L/min

Presión, en kg/cm ² leída en el manómetro	Gasto (Venturi) L/min	Duración, en min.	Observaciones	Presión corregida, en kg/cm ²	Gasto, en L/min

Observaciones: _____
 Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

TABLA 3.4

3.- Se repite el paso anterior hasta llegar a una presión máxima de 10 Kg/cm², y se procede, entonces, a aplicar decrementos de presión, anotando así mismo los valores de la presión y del gasto correspondiente. Es conveniente trazar el diagrama gasto–presión conforme progresa la prueba para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión considerada debe ser la presión efectiva, P , en la zona de prueba, y obtenerse a partir de la presión leída en la superficie, P_m , tomando en cuenta las pérdidas de carga en la tubería y en el obturador, P_c , así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro, H_m

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_c \dots\dots\dots (3.24)$$

Resulta delicado valorar P_c , por lo que es deseable que se desarrolle un sistema de medición directa de la presión en la cámara que elimine las graves incertidumbres en cuanto a estas correcciones.

4.- Se calcula el valor de la absorción, en unidades Lugeon, dividiendo el gasto correspondiente a una presión de 10 kg/cm², expresado en l/min., entre la longitud de la zona probada, expresada en mts. Para dar una idea aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que, si se tuviera un medio poroso y homogéneo, en lugar de roca fisurada, sometido a una prueba de inyección, que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad sería $K = 0.000013$ cm/seg.

C) INTERPRETACIÓN DE LA PRUEBA:

La forma de las curvas gasto – presión es muy variable (figura 3.15) y depende esencialmente de las características de la fisuración de la masa. Al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados casos . El tapamiento y destapamiento de las grietas con materiales de relleno provocan, a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad. Esta variabilidad de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la misma.

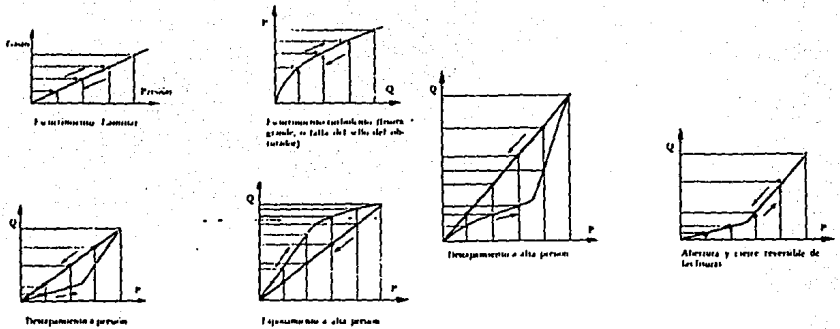


figura 3.15 Curvas gasto-presión de la prueba Lugeon

III. 5.2.C.2) Pruebas Lefranc-Mandel

Con estas pruebas se puede medir, con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en terrenos aluviales o en roca muy fisurada cuando existe un manto freático que mantiene saturado el material.

En estas pruebas se inyecta agua en una cavidad del terreno, de forma geométrica definida, situada debajo del nivel freático, con una carga de agua pequeña y constante. Para obtener el coeficiente de permeabilidad, K , en la vecindad de la cavidad, se deben tomar en cuenta la medida del gasto y de la carga que lo origina.

Si Q = gasto de inyección y ΔH = carga aplicada se tiene :

$$Q = C K \Delta H \dots\dots\dots (3.25)$$

donde

C = Coeficiente con dimensiones de longitud y que caracteriza geoméricamente la prueba (forma de la cavidad y distancia H del tramo de ensaye al nivel freático).

Valores de C para cavidades de forma geométrica sencilla

cavidad	valores de C
En forma de disco de radio r	$4 r$
Semiesférica de radio r	$2 \pi r$
Esférica de radio r	$4 \pi r$
Tubo perforado de longitud L y radio r	$4 \pi / (2/L \text{ Log}(L/r) - 1/(2H))$

a) EQUIPO:

- Bomba
- Sistema de medición del gasto, incluyendo un recipiente elevado con rebosadero, una válvula de aguja, un cono al que se adapta una válvula de tres pasos, un recipiente de volumen conocido y un cronómetro. (figura 3.16).
- Tubería de longitud suficiente para alcanzar la cavidad de inyección.
- Sonda eléctrica para medir el nivel de agua en la perforación con amperímetro de buena sensibilidad.

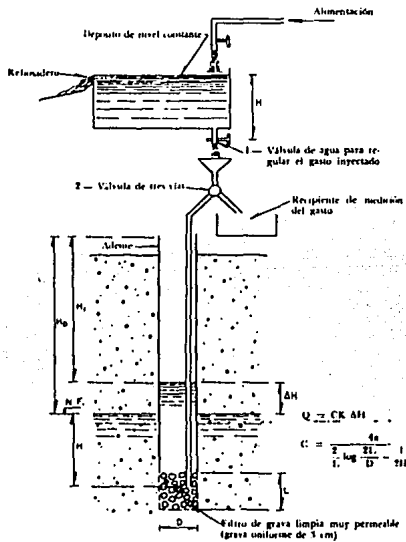


Figura 3.16 Esquema para las pruebas Lefranc-Mandel

2.- tomando como referencia la parte superior del ademe se mide la profundidad del nivel freático, H_0 , para asegurar que dicho nivel se ha estabilizado, se repite la medición H_0 a distintos tiempos.

3.- Se pone en marcha la bomba para que alimente al recipiente elevado con rebosadero (Fig. 3.16).

4.- Una vez que el recipiente elevado se haya llenado y el agua empiece a derramarse por el rebosadero se abre la válvula 1 con la válvula 2 conectada a la perforación. Para no perturbar la prueba se debe de tener cuidado para canalizar el agua derramada hasta cierta distancia del punto de medición, o formar un circulo cerrado con el agua bombeada.

5.- Se mide la variación del nivel de agua, h , con el tiempo, en la perforación, siempre con respecto a la parte superior del ademe.

6.- Cuando el nivel se estabiliza por diez minutos se anota el valor correspondiente, H_i .

7.- Se conecta la válvula 2 con el recipiente de volumen conocido y se registra el tiempo, T , necesario para llenarlo.

8.- Se repita la prueba en el mismo punto variando los gastos de inyección y midiendo los respectivos niveles estabilizados de agua en la perforación.

9.- Se calcula el coeficiente de permeabilidad del material mediante las formulas correspondientes al caso de un tubo perforado de longitud L (generalmente un metro) y radio r :

$$Q = C K (H_i - H_0) \dots \dots \dots (3.26)$$

despejando K :

$$K = \frac{Q}{C (H_i - H_0)} \dots \dots \dots (3.27)$$

donde:

$$C = \frac{4 \pi}{\frac{2}{L} \text{Log} \frac{2L}{D} - \frac{L}{2H}} \dots \dots \dots (3.28)$$

L = Altura (longitud) del relleno de grava en la perforación.

H = Profundidad media del tramo probado con respecto al nivel freático.

D = Base de la perforación

III. 5. 2. C. 3.) Pruebas de Bombeo

Para un manto potente de material permeable, donde es difícil obtener muestras inalteradas, es recomendable recurrir a pruebas de bombeo, la cual se lleva a cabo perforando un pozo central de bombeo con ademe ranurado y, en forma concéntrica, una serie de pozos de observación, donde colocan ademes ranurados para observar directamente la superficie libre del cono de abatimiento creado por el bombeo (manto homogéneo) o piezómetros, con el objeto de conocer las presiones de agua en toda la zona afectada (manto heterogéneo).

El cálculo del coeficiente de permeabilidad puede hacerse por medio de las formulas de Dupuit–Thiem o de Theis–Lubin, que son aplicables a escurrimientos en régimen permanente y transitorio, respectivamente. Estos métodos consideran que el pozo de bombeo abarca la totalidad del manto permeable, sin embargo la prueba puede realizarse, sin incurrir en grave error, con un pozo que cubra solo parcialmente el manto.

a) EQUIPO:

- Ademe ranurado para el pozo de bombeo.
- Bomba de pozo profundo.
- Tanque amortiguador en la descarga de la bomba, con pantalla de malla de acero, rellena de grava para disipar la energía del agua, así como un medidor de gastos.
- Canal para alejar el agua bombeada de la zona de estudio.
- Tuberías ranuradas para los pozos de observación o los piezómetros; las ranuras son generalmente de 3mm de ancho y 10 cm de largo y se encuentran distribuidos a razón de 20 ranuras por metro.
- Sonda tipo eléctrico para medición de los niveles en los pozos de observación o piezómetros.
- Reloj.
- Herramientas diversas.

b) PROCEDIMIENTO:

Una vez ubicados los elementos necesarios en la zona de interés se procede a bombear con un valor del gasto prefijado después de haber anotado los niveles iniciales de agua en los pozos de observación o piezómetros. Con el objeto de disponer de datos suficientes durante la etapa de flujo transitorio, se deben de tomar lecturas continuas de los niveles, durante los primeros instantes del bombeo. Posteriormente las lecturas pueden ser tomadas con menos frecuencia. Si se quiere interpretar la prueba basandose en la teoría Dupuit, el flujo de agua debe ser permanente, para lograr esto es necesario esperar, manteniendo el gasto de bombeo constante, con el flujo de agua permanente se logra que los niveles de la superficie de escurrimiento alrededor del pozo de bombeo se mantengan constantes. Habiendo alcanzado este estado, se suspende el bombeo, y se observa la recuperación de los niveles de la superficie de escurrimiento. Al igual que al inicio del bombeo las lecturas deben tomarse continuas durante la etapa transitoria.

c) INTERPRETACIÓN DE LAS PRUEBAS:

La interpretación se realiza según el método de Theis-Lubin para el flujo transitorio y de Dupuit para el flujo establecido. Ambos métodos arrojan resultados similares solo que el del flujo establecido tiene la desventaja de que los tiempos de bombeo son muy largos para lograr establecer los niveles, suponiendo que esto se pueda lograr efectivamente.

MÉTODO DE THEIS-LUBIN

Las hipótesis consideradas son:

- El manto permeable es homogéneo, isótropo, de permeabilidad uniforme y extensión infinita.
- El pozo central de bombeo atraviesa todo el espesor del manto acuífero y su radio es muy pequeño.
- El agua fluye inmediatamente fuera de la zona abatida.

Theis-Lubin proporciona una fórmula para obtener el valor de la transmisibilidad, T , de un manto, conociendo el valor del gasto constante de bombeo, q , y del abatimiento, Δ , del nivel freático, en un pozo a una distancia R del pozo central, después de cierto tiempo, t . La transmisibilidad, T , es el producto del coeficiente de permeabilidad horizontal del terreno, K , por el espesor, H , del manto permeable.

$$T = KH \dots \dots \dots (3.29)$$

La fórmula de Theis-Lubin es la siguiente:

$$\Delta = \frac{q}{4\pi T} \int_{\frac{R^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} \delta u \dots \dots \dots (3.30)$$

donde:

S = Almacenaje específico del material.

$$S = \gamma \omega n \beta \left(1 + \frac{m_v}{n\beta} \right) \dots \dots \dots (3.31)$$

donde:

γ_w = peso específico del agua.

n = porosidad del material.

m_v = Coeficiente de variación volumétrica del material.

β = Compresibilidad del agua.

Si el tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo es grande (varias horas) y con tal de que $T/R^2 S$ no sea demasiado pequeño, la ecuación de Theis-Lubin se simplifica,

$$\Delta = \frac{2.303 q}{4 \pi T} \log_{10} \frac{2.25 \cdot T t}{R^2 s} \dots\dots\dots(3.32)$$

la cual se puede reducir a:

$$\Delta / q = \frac{2.303}{4 \pi T} \left(\log_{10} \frac{2.25 T}{S} + \log_{10} \frac{t}{R^2} \right) \dots\dots\dots(3.33)$$

Graficando, en escala semilogarítmica, en el eje de las ordenadas el valor de Δ/q , y en el de las abscisas la cantidad de t/R^2 , el bombeo con gasto constante, q , queda representado por una recta que muestra la evolución sintética de todo el manto de agua, independientemente del pozo testigo considerado y del tiempo, t , de bombeo. Esta recta permite determinar las características T y S del terreno.

Un método de cálculo muy útil para corroborar los valores obtenidos por medio del bombeo, es el basado en el análisis de la recuperación de un pozo. Si se bombea en un pozo durante un tiempo conocido, t , y luego se le permite recuperarse, el abatimiento residual será el mismo que si el bombeo se hubiera mantenido, a la vez que se inyectase en el pozo el mismo gasto. Basandose en esta superposición de efectos se tiene lo siguiente:

$$K = \frac{2.3 q}{4 \pi \Delta H} \log_{10} \frac{t}{t'} \dots\dots\dots(3.34)$$

donde:

H = Espesor del manto permeable, (mts.).

K = Coeficiente de permeabilidad, (m/seg.).

q = Gasto constante de bombeo, (m^3 /seg.).

t = Tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo.

t' = Tiempo transcurrido desde la suspensión del bombeo.

Δ = abatimiento residual en uno de los pozos de observación.

**DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS**

PERMEABILIDAD DE CAMPO

PRUEBA DE BOMBEO

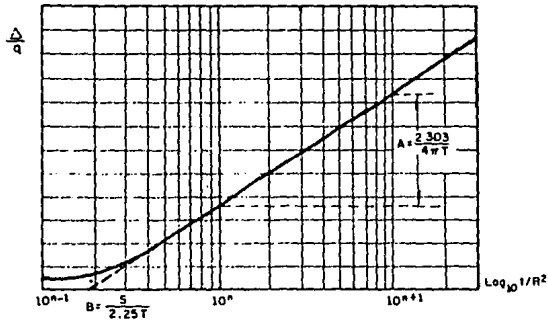
INTERPRETACION DE LAS OBSERVACIONES DEL FLUJO TRANSITORIO

Obra: _____

Localización: _____ Fecha: _____

Pozo testigo N°: _____ Espesor del manto permeable, H, _____ m

Interpretación por medio del método de Theis - Lubin: A partir de los datos de la lámina 1.4, se traza una gráfica similar a la representada, y se obtienen los valores de A y B correspondientes



Trasmisibilidad del manto.....T = $\frac{2.303}{4\pi A}$ = _____

Almacenaje específico del material.....S = 2.25 BT = _____

Permeabilidad del material.....K = T/H = _____ m/seg

Observaciones: _____

Operador: _____ Cació: _____ Fecha: _____

TABLA 3.8

METODO DE DUPUIT-THIEM

Hipótesis:

- a) El material es homogéneo y el nivel freático estático.
- b) Lejos del pozo el gradiente hidráulico es constante con la profundidad a lo largo de la superficie exterior de un cilindro, cuyo eje de revolución coincide con el del pozo, el cual abarca la totalidad del manto permeable.

Si se cumplen estas hipótesis, el gradiente, a lo largo de un cilindro de revolución de radio r , es igual al valor de la pendiente de la superficie libre de escurrimiento en el punto de intersección de dicha superficie con el cilindro de radio r .

En el cálculo de K se toma como base una curva media de abatimiento para cada uno de los gastos de bombeo utilizados. La curva de abatimiento se construye con el promedio de los valores de abatimientos registrados en los pozos situados a una misma distancia del de bombeo, y en el momento de la suspensión del bombeo (en este momento se supone que el flujo es permanente).

Con estos datos y aplicando la siguiente formula se obtiene el valor de K , en metros por segundo.

$$K = \frac{2.3 q}{(h_2^2 - h_1^2)} \log_{10} \frac{R_2}{R_1} \dots\dots\dots (3.35)$$

donde:

q = Gasto de bombeo en m^3/seg .

h_1, h_2 = Alturas, en m , del nivel libre del agua con respecto al extremo profundo del pozo de bombeo, para las líneas de los pozos 1 y 2, respectivamente.

R_1, R_2 = Distancias de las líneas de los pozos 1 y 2 al de bombeo.

III.5.2.C.4) POZOS DE ABSORCION

Para materiales no saturados. Basandose en el estudio de Nasberg sobre escurrimientos en suelos secos, a partir de una fuente situada en la masa, Terlertskata ha obtenido una formula semiempírica que relaciona el gasto de absorción q , en un pozo, bajo tirante de agua constante, h , con el coeficiente de permeabilidad del terreno (Fig. 3.17).

$$K = \frac{0.423}{h^2} q \log_{10} \frac{4h}{d} \dots\dots\dots (3.36)$$

donde:

d = Diámetro de la perforación bajo la condición

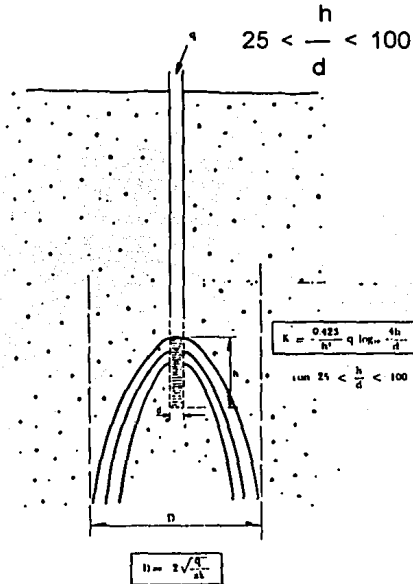


Figura 3.17 Esquema de un pozo de absorción.

III.5.2.C.5) POZOS DE FILTRACION

Al igual que en el método anterior éste método es aplicable a materiales no saturados.

a) PROCEDIMIENTO

1.- Se excavan dos pozos de planta rectangular, paralelos entre si, de modo que entre ellos quede un prisma del material, cuyo coeficiente K se desea conocer. La distancia entre las caras correspondientes de los pozos puede elegirse de acuerdo con el suelo, por ejemplo un metro. Se procura que las bocas de los pozos queden al mismo nivel, Fig. 3.18.

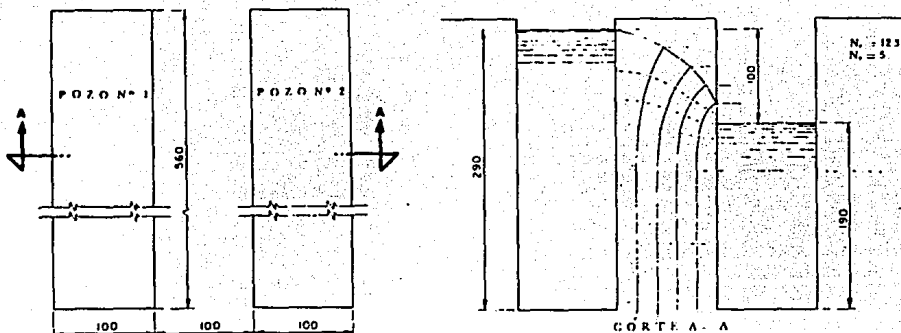


Figura 3.18 Esquema de pozos de filtración.

2.- Se coloca la mayor de sus dimensiones en sentido normal al del flujo que se desea investigar.

3.- Se llena el pozo No.1 a 20 cm, y el No.2 a 1.20 mts, de modo que exista un desnivel de agua de un metro entre ambos.

4.- se concervan los pozos a los niveles especificados en 3, añadiendo o quitando agua para mantener las condiciones iniciales durante 48 horas.

5.- Se continúa así durante 4 horas más, midiendo la cantidad de agua que se agrega a cada pozo. Se anotan el volumen de agua añadido a cada pozo, los niveles iniciales y finales y el tiempo transcurrido.

6.- Con los datos obtenidos, se calcula la permeabilidad según se muestra en la Tabla 3.8.

7.- Se repiten los pasos 3 a 6, hasta lograr una concordancia satisfactoria con los resultados.

Se determina el coeficiente de permeabilidad con ayuda de la red de flujo y de la medida, en un tiempo t , de las cantidades de agua que es necesario agregar a los pozos para mantener una diferencia constante de niveles entre ellos, previa saturación de los materiales. El valor de K se obtiene con la formula aproximada siguiente:

$$K = \frac{N_v F}{N_c H_m t L} \dots\dots\dots (3.37)$$

- H_m = Desnivel medio entre los tirantes de los pozos.
- K = Coeficiente de permeabilidad, en m/hr. (para obtener K , en cm/seg. se debe multiplicar por 0.0278).
- L = Distancia entre pozos (generalmente un metro).
- N_c = Número de canales de flujo, que resultan del trazo de la red de flujo.
- N_v = Número de partes en que se divide arbitrariamente la caída de potencial en la red de flujo que se forma entre los dos pozos.
- t = Tiempo en que se midió el volumen de agua añadido a cada pozo.

$$F = \frac{C_1 A_2 H_{2m} - C_2 A_1 H_{1m}}{A_2 H_{2m} + A_1 H_{1m}} \dots\dots\dots (3.38)$$

donde:

- A_1 = Area media mojada del pozo 1.
- A_2 = Area media mojada del pozo 2.
- C_1 = Volumen de agua añadido al pozo 1.
- C_2 = Volumen de agua añadido al pozo 2.
- H_{1m} = Tirante medio del pozo 1.
- H_{2m} = Tirante medio del pozo 2.

Para la figura 3.18

$$K = \frac{5 F}{12.3 H_m t} \dots\dots\dots (3.39)$$

III.6 Consideraciones para el uso de los permeámetros

La utilización de permeámetros sólo puede ser llevada a cabo en suelos relativamente permeables. Para determinar la permeabilidad de arcillas se debe realizar la prueba de consolidación en laboratorio, ya que la baja permeabilidad de las arcillas daría lugar a tiempos de prueba en los cuales la evaporación y los cambios de temperatura producirían errores muy considerables.

Cuando se utilice el permeámetro en que el agua fluya hacia abajo a través del suelo, se debe impedir la formación de una nata limosa sobre la superficie de la muestra. Este efecto puede eliminarse si se limpia la superficie con un chorro suave de agua, estando la muestra sumergida y cubriendo dicha superficie con una capa de arena considerablemente más gruesas (más permeable) que la muestra.

Si se ensaya en muestras alteradas los resultados serán totalmente erróneos, por lo que la prueba debe ensayarse sólo en pruebas inalteradas.

Es conveniente que se usen muestras pequeñas, pues ello presenta varias ventajas.

- 1.- Se reduce el tiempo de prueba, y con esto se tienen más número de pruebas,
- 2.- Las muestras pequeñas se rompen menos que las muestras grandes a la hora de manipularlas.

El usar muestras inalteradas dificulta el cierre de los espacios entre la muestra y el cilindro de lucita confinante. Para esto se ha utilizado la parafina sin dar resultados satisfactorios, otro material ha sido la gelatina, con adición de una cantidad suficiente de formaldehído para impedir su expansión excesiva.

Probablemente el sello más eficaz es a base de gel bentonítico

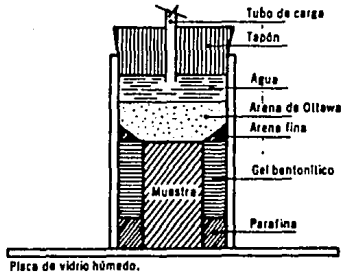


Figura 3.19 Colocación de una muestra inalterada para pruebas de permeabilidad

PREPARACIÓN DE UNA MUESTRA PARA PRUEBA DE PERMEABILIDAD

- A) Se coloca la muestra en el interior del cilindro colocado a su vez sobre una placa de vidrio húmedo y se llenan los espacios con parafina hasta una altura de 0.5 cm.
- B) El resto del espacio se llena con gel bentonítico, este es inyectado con un tubo de vidrio unido a un bulbo de hule que contiene el gel.
- C) Se deja reposar hasta que el gel se endurece.
- D) Se limpia con mucho cuidado la superficie superior y se protege el gel con una capa de arena fina.
- E) Por último se protege todo el anillo y la muestra con arena de Ottawa y se retira la placa de vidrio, se retira toda la parafina que se haya pegado a la cara inferior de la muestra y ahora el lugar de la placa de vidrio lo ocupa una malla de bronce o latón.
- F) Se procede a realizar la prueba.

EJEMPLOS

En un permeámetro de carga constante en una muestra cilíndrica de 8 cm. de altura, y 5 cm. de diámetro fue sometida a una carga de 50 cm de agua, durante 30 minutos, al cabo de los cuales se recogieron 120 cm³ de agua de descarga. Calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo

Solución:

El área de la sección es,

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (5)^2}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

El valor del coeficiente K se obtiene con,

$$K = \frac{V L}{h A t}$$

por lo tanto,

$$K = \frac{(120)(8)}{(50)(19.63)(30)(60)} = 0.00054$$

$$K = 0.00054 \text{ cm/seg.}$$

En un permeámetro de carga variable de 5 cm. de diámetro se probó una muestra de 8 cm. de longitud. El tubo de alimentación tiene un diámetro de 2 mm. En 6 minutos la carga pasó de 100 a 50 cm. Calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Solución :

Para permeámetros de carga variable se tiene,

$$K = 2.3 \frac{L a}{A t} \log \frac{h_1}{h_2}$$

$$K = 2.3 \frac{(8)a}{A(6)(60)} \log \frac{100}{50}$$

$$A = \frac{(5)^2 \pi}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(0.2)^2 \pi}{4} = 0.031 \text{ cm}^2$$

$$K = 2.3 \frac{8 (0.031)}{19.63(6)(60)} \log (2) = 0.000025 \text{ cm/seg}$$

$$K = 0.000025 \text{ cm/seg}$$

En un permeámetro de carga constante se recorren 10 cm de agua en 10 segundos. El espécimen es de 10 cm² de área y tiene 10 cm de altura. La carga del permeámetro es de 1 metro. Calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Solución :

Para permeámetros de carga constante se tiene,

$$K = \frac{V L}{h A t} = \frac{10 (10)}{10(10)(100)} = 0.01 \text{ cm/seg}$$

$$K = 0.10 \text{ cm/seg}$$

BIBLIOGRAFIA

- Juárez Badillo, Rico Rodríguez,

MECANICA DE SUELOS Tomo I
Editorial Limusa ,
Tercera edición, México D.F.

- Joseph E. Bowles

PROPIEDADES GEOFISICAS DE LOS SUELOS
Editorial Mc. GRAW-HILL

- REUNION DE INGENIEROS

MECANICA DE SUELOS
Editores Técnicos Asociados, S.A.
Barcelona.

CAPITULO IV ECUACION GENERAL DE FLUJO DE AGUA CON POTENCIAL

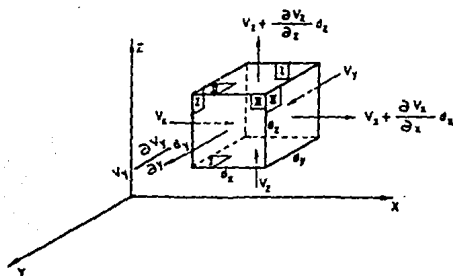


Figura 4.1 Región de suelo a través de la que fluye el agua

Si consideramos una región de suelo en forma de un cubo con dimensiones δx , δy y δz , como se muestra en la figura 4.1, donde fluye el agua en tres dimensiones, V_x , V_y y V_z y que estas velocidades son función de X , Y y Z respectivamente, y puesto que por hipótesis, se trata de un flujo establecido, no son función del tiempo, ni de ninguna otra variable. Además estas componentes se suponen como funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

Si el líquido es incompresible y el volumen de vacíos en la región ocupada por agua permanece constante, la cantidad de agua que entra al elemento debe ser igual a la que sale del mismo, en un régimen establecido, es decir si en las caras I las componentes de velocidad del líquido que entra son V_x , V_y y V_z , como queda expuesto en la figura 4.1, en las caras II, estas mismas componentes serán respectivamente:

$$V_x + \frac{\delta V_x}{\delta x} \delta x$$

$$V_y + \frac{\delta V_y}{\delta y} \delta y$$

$$V_z + \frac{\delta V_z}{\delta z} \delta z$$

Por lo tanto, se sabe que el gasto que pasa por una sección es igual al producto del área de la sección por la velocidad del fluido, podemos escribir que:

$$\begin{aligned} &V_x \delta y \delta z + V_y \delta x \delta z + V_z \delta y \delta x = \\ &= \left(V_x + \frac{\delta V_x}{\delta x} \delta x \right) \delta y \delta z + \left(V_y + \frac{\delta V_y}{\delta y} \delta y \right) \delta x \delta z + \\ &\quad + \left(V_z + \frac{\delta V_z}{\delta z} \delta z \right) \delta x \delta y \end{aligned} \quad (4.1)$$

En la ecuación 4.1 el primer término, (a la izquierda del signo igual) representa al gasto que entra (en las caras I) y el segundo el gasto que sale (en las caras II).

Reduciendo la ecuación 4.1, por términos semejantes:

$$\begin{aligned} V_x \delta y \delta z + V_y \delta x \delta z + V_z \delta x \delta y &= V_x \delta y \delta z + \frac{\delta V_x}{\delta x} \delta x \delta y \delta z + \\ &+ V_y \delta x \delta z + \frac{\delta V_y}{\delta y} \delta y \delta x \delta z + V_z \delta x \delta y + \frac{\delta V_z}{\delta z} \delta z \delta x \delta y \end{aligned}$$

Queda:

$$\frac{\delta V_x}{\delta x} \delta x \delta y \delta z + \frac{\delta V_y}{\delta y} \delta x \delta y \delta z + \frac{\delta V_z}{\delta z} \delta x \delta y \delta z = 0$$

de donde:

$$\frac{\delta V_x}{\delta x} + \frac{\delta V_y}{\delta y} + \frac{\delta V_z}{\delta z} = 0 \dots\dots\dots (4.2)$$

La ecuación 4.2 se le conoce como condición de continuidad y juega un papel muy importante en la teoría de flujo de agua.

Las hipótesis consideradas para llegar a la ecuación de continuidad son las siguientes:

- 1.- El régimen es establecido.
- 2.- El suelo esta saturado.
- 3.- El agua y las partículas sólidas son incompresibles entre sí mismas.
- 4.- El flujo no modifica a la estructura de suelo de ninguna forma (no existe arrastre de sólidos).

Consideramos ahora la ley de Darcy como valida, así para la velocidad de descarga del agua a través del elemento puede escribirse:

$$V = - K \frac{\delta h}{\delta l} \dots\dots\dots (4.3)$$

donde $\frac{\delta h}{\delta l} = i =$ Gradiente hidráulico.

Así tomando la velocidad en sus tres componentes tenemos lo siguiente:

$$V_x = - K_x \frac{\delta h}{\delta x}$$

$$V_y = - K_y \frac{\delta h}{\delta y} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$V_z = - K_z \frac{\delta h}{\delta z}$$

En las ecuaciones 4.4 el suelo se considera anisótropo en lo que se refiere a su permeabilidad, con permeabilidades K_x en el eje $X-X'$, K_y en el eje $Y-Y'$ y K_z en el $Z-Z'$, si combinamos estas ecuaciones en la ecuación de continuidad 4.2 obtenemos:

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \dots\dots\dots (4.5)$$

La ecuación 4.5 es utilizada para describir matemáticamente al flujo en una región de suelo considerada, tomando en cuenta todas las hipótesis mencionadas así como la aplicabilidad de la ley de Darcy.

En los problemas de la mecánica de suelos generalmente el flujo en una sección de la región analizada, transversal a su eje longitudinal es idéntico al que se tiene en cualquier otra sección, de esta manera el problema de flujo puede estudiarse solo en dos dimensiones, en el plano $X - Y$, así la ecuación 4.5 puede reducirse como sigue:

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0 \dots\dots\dots (4.6)$$

La ecuación 4.6 es la ecuación fundamental para el análisis de un flujo bidimensional en una región de flujo dada.

Si se considera que el suelo en el que ocurre el flujo es isótropo en cuanto a su permeabilidad ocurre que:

$$K_x = K_y = K$$

Por lo que la ecuación 4.6, que representa matemáticamente el problema se reduce a:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = \nabla^2 h = 0 \dots\dots\dots (4.7)$$

La ecuación 4.7 es conocida como la ecuación de Laplace, esta ecuación es una ecuación diferencial conocida. Una función que satisfaga la ecuación, como h en la ecuación 4.7, se dice armónica.

Es una fortuna que esta ecuación defina el flujo de agua en el suelo ya que es una ecuación muy estudiada. Sin embargo esta ecuación se limita a suelos que son isótropos en su permeabilidad, además de que el flujo se da en sólo dos dimensiones. Por lo general en problemas prácticos esto es lo que ocurre, por lo que esta limitante generalmente se desprecia, pero cuando se tiene que tomar en cuenta la anisotropía de las K en el suelo se debe utilizar la ecuación 4.6 para solucionar el problema, esto implica mayor dificultad para el cálculo, por fortuna existe un artificio matemático que permite resolver el problema como si el flujo ocurriese en un suelo isótropo. Este artificio recibe el nombre de la teoría de La Sección Transformada que se tocara en el siguiente tema.

La solución general de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que son a su vez, susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual los dos grupos de funciones se pueden representar dentro de la zona de flujo en estudio como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una región de flujo específica constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para esa región específica.

Con base a la figura 4.1 obtenemos una expresión que proporciona el gasto que pasa a través del elemento en el tiempo δt . Sabemos que el gasto puede expresarse como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, por lo que:

$$\delta q = K_x \frac{\delta h}{\delta x} \delta y \delta z + K_y \frac{\delta h}{\delta y} \delta x \delta z + K_z \frac{\delta h}{\delta z} \delta x \delta y \dots\dots\dots(4.8)$$

Si se considera al suelo isótropo en cuanto a su permeabilidad:

$$\delta q = K \left(\frac{\delta h}{\delta x} \delta y \delta z + \frac{\delta h}{\delta y} \delta x \delta z + \frac{\delta h}{\delta z} \delta x \delta y \right) \dots\dots\dots(4.9)$$

En flujo bidimensional:

$$\delta q = K \left(\frac{\delta h}{\delta x} \delta y + \frac{\delta h}{\delta y} \delta x \right) \dots\dots\dots(4.10)$$

En la ecuación 4.10 se considera en el plano $X - Y$, se supone un espesor unitario normal al plano del papel de manera que las áreas normales a las direcciones del flujo son $\delta x = 1$ y $\delta y = 1$.

Esta ecuación 4.10 expresa el gasto de la forma más práctica y más frecuente, en el flujo bidimensional en un suelo isótropo.

IV.1 LA TEORÍA DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA

Esta teoría nos permite, como su nombre lo dice, transformar una sección de suelo que sea anisótropa con permeabilidades $K_x \neq K_y$, o una sección de suelo homogénea e isotrópica, como se dijo con anterioridad es un artificio matemático que consiste en una transformación de coordenadas y que sobre el papel se modifican las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de tal manera que la nueva sección obtenida se supone isotrópica y homogénea, con lo que se puede aplicar la ecuación de Laplace.

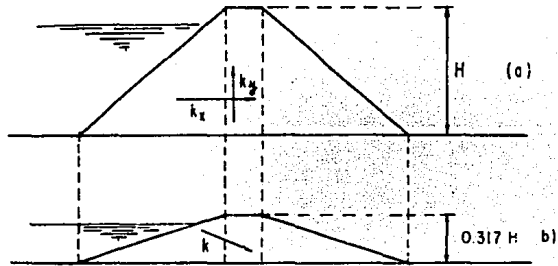


Figura 4.2 sección transformada

En la figura 4.2 (a) la permeabilidad K_x es diferente a la K_y , la región de flujo se somete a una transformación de coordenadas en donde la ordenada Y cambia a Y' de tal manera que:

$$Y' = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} Y \dots \dots \dots (4.11)$$

La ecuación 4.6 describe el flujo en dos dimensiones y en un medio anisótropo, y dicha ecuación puede tomarse como sigue:

$$\frac{K_x}{K_y} \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0 \dots \dots \dots (4.12)$$

Derivando la ecuación 4.11 con respecto a Y se tiene:

$$\frac{\delta y'}{\delta y} = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}}$$

Tomando en cuenta la transformación 4.11.

$$\frac{\delta h}{\delta y} = \frac{\delta h}{\delta y'} \frac{\delta y'}{\delta y} = \frac{\delta h}{\delta y'} \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \quad (4.13)$$

y también :

$$\frac{\delta^2 h}{\delta y} = \frac{K_x}{K_y} \frac{\delta^2 h}{\delta y'^2}$$

Si se lleva esta relación a la ecuación 4.12 se tiene:

$$\frac{K_x}{K_y} \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{K_x}{K_y} \frac{\delta^2 h}{\delta y'^2} = 0$$

Por lo tanto

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y'^2} = 0 = \nabla^2 h \dots \dots \dots (4.14)$$

Así pues la ecuación 4.14 corresponde al caso de que la sección sea anisótropa. Esta transformación que nos permitió llegar a este resultado no sólo se realiza en las ecuaciones si no que también debe realizarse física y realmente en la sección de estudio. De esta manera la figura 4.2 (a) se transforma en la figura 4.2 (b) para todos los cálculos siguientes. Cabe aclarar que se ha supuesto la relación $K_x / K_y = 0.1$. En este caso las dimensiones verticales se modifican según la expresión 4.11, y las dimensiones horizontales prevalecen.

En el sentido X:

$$X' = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} X$$

En este caso las dimensiones que se modifican son las horizontales.

Considere ahora la ecuación 4.8 expresión que proporciona el gasto que cruza la sección estudio. Si se estudia el caso bidimensional la ecuación 4.8 se reduce a:

$$\delta q = K_x \frac{\delta h}{\delta x} \delta y + K_y \frac{\delta h}{\delta y} \delta x \dots\dots\dots(4.15)$$

Al aplicar la transformación 4.11, teniendo en cuenta la relación 4.12:

$$\delta q = K_x \frac{\delta h}{\delta x} \frac{\delta y'}{\sqrt{K_x}} + K_y \frac{\delta h}{\delta y'} \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \delta x$$

Si

$$\delta y' = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \delta y$$

por lo tanto:

$$\delta q = \sqrt{K_x K_y} \left(\frac{\delta h}{\delta x} \delta y' + \frac{\delta h}{\delta y'} \delta x \right) \dots\dots\dots(4.16)$$

De esto se concluye que al usar la sección transformada, al estudiar la sección isótropa deberá usarse un valor de la permeabilidad igual a la media geométrica de las permeabilidades reales.

$$K = \sqrt{K_x K_y} \dots\dots\dots(4.17)$$

IV.2

SOLUCIÓN A LA ECUACIÓN DE LAPLACE.

Una función que satisface a la ecuación de Laplace es la función identificada como función potencial de carga hidráulica.

$$\Phi = - Kh + C$$

Por lo tanto:

$$\frac{\delta^2\Phi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2\Phi}{\delta y^2} = 0 \dots\dots\dots(4.18)$$

Así $\Phi = Cte.$ es una solución a la ecuación de Laplace y según el valor de la constante C que se elija, esta solución representa a una infinidad de funciones. La expresión $\Phi (X, Y) = Cte.$ puede representar a una familia de curvas que se desarrollan en la región plana donde se desarrolla el flujo así para cada valor C que se tome se tendrá una curva específica de la familia.

Definiendo una función $\psi (X, Y) = Cte.$ (Función de flujo) de tal manera que:

$$v_x = \frac{\delta\psi}{\delta y} \qquad v_y = - \frac{\delta\psi}{\delta x} \dots\dots\dots(4.19)$$

Una función así definida cumple también con la ecuación de Laplace de modo que:

$$\frac{\delta^2\psi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2\psi}{\delta y^2} = 0 \dots\dots\dots(4.20)$$

Si damos una interpretación geométrica al conjunto de funciones $\psi (X, Y) = Cte.$, de manera que también nos resulte una familia de curvas en la región de flujo la familia $\psi = Cte.$ sera ortogonal a la familia $\Phi = Cte.$ por lo tanto, la intersección entre cada dos curvas de distinta familia será en ángulos rectos.

En problemas específicos en que las condiciones de frontera son fijos, más la exigencia de que las dos familias de curvas, que constituyen la solución de la ecuación de Laplace $\phi = Cte.$ y $\psi = Cte.$, satisfagan las condiciones de frontera existentes, produce que sea esta una solución única del problema estudiado.

Siendo el problema de flujo un fenómeno físico, se debe dar una interpretación física para las dos familias de curvas que se están manejando y no conformarnos con la interpretación geométrica que hasta aquí se ha considerado.

Siendo:

$$\phi = -Kh + C$$

Si una curva une puntos donde $\phi = Cte.$, en estos puntos ocurre que también $h = Cte.$, esto es que en esta curva todos los puntos tienen la misma carga hidráulica. Así pues, la interpretación física es que las curvas con $\phi = Cte.$ unen puntos, a través de la región plana, con la misma carga hidráulica.

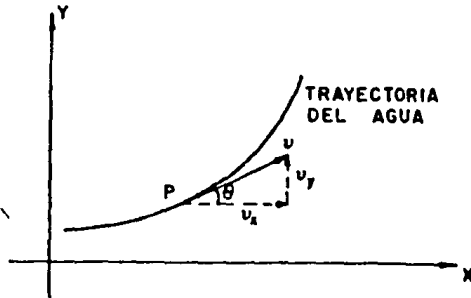


Figura 4.3 Curva con $\psi = Cte.$

Tomando en cuenta la figura 4.3 la trayectoria del agua pasa por un punto $\psi (X, Y)$, en este punto el agua lleva una velocidad v , que es tangente a la curva en el punto dicho. Se debe ahora de encontrar la ecuación matemática que defina a esta curva, que traza la trayectoria del agua. En todos los puntos de la trayectoria se tiene:

$$Tg.\theta = \frac{v_y}{v_x} = \frac{\delta y}{\delta x}$$

Así

$$v_y \delta x - v_x \delta y = 0$$

Según las ecuaciones 4.19

$$\frac{\delta \psi}{\delta x} + \frac{\delta \psi}{\delta y} = 0$$

Esta expresión es la diferencial total de la función ψ , por lo tanto a lo largo de la trayectoria del agua se cumple que:

$$\begin{aligned} \delta \psi &= \text{Cte} \\ \therefore \psi &= \text{Cte.} \end{aligned}$$

Las curvas $\psi = \text{Cte.}$, se llaman líneas de flujo o de corriente, por que la familia de curvas $\psi = \text{Cte.}$ esta constituida precisamente por las trayectorias físicas y reales de agua a través de la región de flujo.

Las propiedades de las líneas de flujo son las siguientes:

1.- El gasto que pasa entre dos líneas de flujo es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas (El espacio entre dos líneas se llama usualmente canal de flujo).

$$q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} v_x \delta y = \int_{\psi_2}^{\psi_1} \delta \psi = \psi_1 - \psi_2 = \text{Cte.}$$

$q =$ Gasto en el canal por unidad de longitud normal al papel.

2.- Las líneas de flujo no pueden cortarse dentro de la región de flujo.

3.- Son trayectorias de agua.

4.- Son ortogonales a las equipotenciales.

Las propiedades de las equipotenciales son:

a) No se cortan ni se cruzan.

b) Son ortogonales a líneas de corriente.

c) Cada una de ellas tienen la misma carga hidráulica.

BIBLIOGRAFIA

Karl Terzaghi, Ralph B. Peck

MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA
Segunda edición
Ed. "EL ATENEO", S.A.

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez

MECÁNICA DE SUELOS TOMO III
Primera edición
Ed. LIMUSA
México D.F.

CAPITULO V REDES DE FLUJO

V.1 LA RED DE FLUJO

Con anterioridad se ha definido ya a la línea equipotencial o superficie equipotencial, al lugar donde los puntos tienen el mismo potencial hidráulico. Las líneas 1 - 2 - 3 y 1' - 2' - 3' de la figura 5.1 son equipotenciales. Además, se han definido también a las líneas de corriente a las trayectorias de las moléculas líquidas durante el flujo, representadas en la figura 5.1 por las líneas 2 - 2' y 3 - 3'. La línea de saturación $C D$ es una línea de corriente particular 1 - 1'.

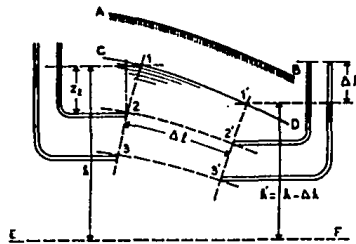


Figura 5.1 Definiciones de una corriente. 1-1' línea de saturación.

Para que haya corriente de agua, es decir, para que una molécula líquida vaya de 2 a 2' efectuando un recorrido Δl , hace falta que esté sometida a cierta fuerza, medida por la diferencia de carga $\gamma_w \Delta h$ entre la salida y la llegada. Esta diferencia de carga se utiliza para vencer los rozamientos que opone el macizo poroso en el que la molécula líquida se desplaza.

Se llama red de corriente o flujo al conjunto formado por las líneas equipotenciales y las líneas de corriente. El método de las redes de flujo define en cada caso particular las condiciones de frontera específicas del problema y de trazar, cumpliendo aquellas, las dos familias de curvas ortogonales, obteniendo así una imagen gráfica del problema.

El trazado está determinado por lo que se llama las condiciones de contorno o frontera, es decir, las líneas de corriente y equipotenciales particulares impuestas por las condiciones geométricas, la superficie libre del macizo, el subsuelo impermeable eventual, Etc. Al acomodar en un dibujo echo a mano las dos familias de curvas, se tendrá una aproximación a la solución única del problema, esta aproximación es suficientemente buena para fines ingenieriles y da soluciones ventajosas sobre los métodos matemáticos, siempre y cuando el dibujo se haya realizado con cuidado.

Para llevar a cabo el trazo de una red de flujo, en la práctica se tiene en cuenta lo siguiente:

- 1.- Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
- 2.- Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

V.2 TIPOS DE FRONTERA O CONTORNO

No existen reglas generales para definir que fronteras pueda tener en un caso dado una zona de flujo en estudio, pero enseguida se describen algunos casos que generalmente se cumplen.

Primeramente tomemos en cuenta la figura 5.2

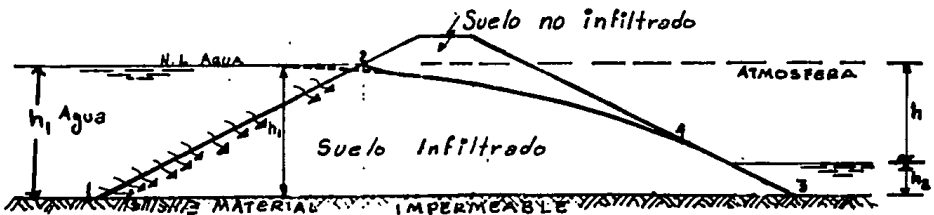


Figura 5.2 Fronteras físicas

Frontera: Agua - Suelo infiltrado (línea de entrada), es siempre una equipotencial. 1 a 2

Frontera: Material impermeable - suelo infiltrado (Frontera impermeable) es una línea de corriente. 1 a 3

Frontera: Suelo infiltrado - suelo no infiltrado (línea superior de corriente) corresponde a una línea de corriente. 2 a 4.

Frontera: Suelo infiltrado - atmosfera o suelo infiltrado - agua (línea de salida) puede ser una equipotencial. 4 a 3

Ilustraremos esta noción con un ejemplo.

a) Corriente bajo una pantalla tablaestacada.

Tomando en cuenta un macizo permeable que reposa sobre un suelo impermeable, sometido a una diferencia de carga Δh producida por una pantalla tablaestacada parcialmente hincada en el macizo permeable figura 5.3.

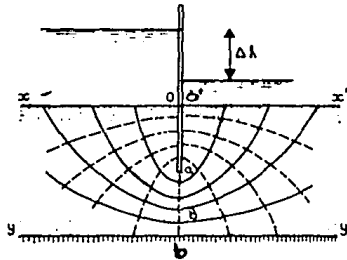


Figura 5.3 Corriente bajo una tablaestaca parcialmente hincada.

Las condiciones de contorno o frontera son las siguientes:

- Tres equipotenciales particulares:
 - La superficie libre XO ,
 - la vertical ab bajo la pantalla,
 - la superficie libre $O'X'$.

- Dos líneas de corriente particulares:
 El trazo más corto a lo largo de la pantalla 0 a 0',
 La superficie del macizo impermeable y b y b'.

Nota: Líneas discontinuas = equipotenciales,
 líneas continuas = líneas de corriente.

El resultado final es una red de curvas ortogonales, y por tanto perpendiculares a las líneas particulares que constituyen las líneas de frontera.

V.3 TRAZO DE UNA RED POR EL MÉTODO PRÁCTICO.

En primer término se trazan algunas líneas de corriente, tales como 1 - 1' de la figura 5.4, perpendiculares a las superficies libres, y relativamente regulares. A continuación se construyen unas curvas ortogonales a éstas, que constituyen el esbozo de las equipotenciales, y se corrige poco a poco el trazado, esto se puede realizar por medio de la superposición de calcas, de modo que se obtenga una red de mallas rectangulares.

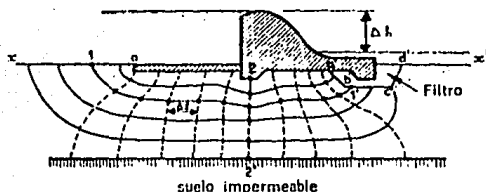


Figura 5.4 Corriente bajo una presa maciza

Entonces se completa la red de modo que se tenga, en las líneas de corriente como 1 - 1', unas divisiones que corresponden a unas pérdidas de carga iguales, y por lo tanto aproximadamente equidistantes, y en la equipotencial más corta, como 2 - 2', unas divisiones equidistantes que corresponden a unos tubos de corriente de igual sección.

Algunas observaciones que debemos tener en cuenta son que esta construcción es válida si el suelo tiene una permeabilidad constante en cualquier punto y en cualquier dirección, además resulta cómodo dar a las mallas unas dimensiones aproximadamente cuadradas, igualando el intervalo entre líneas de corriente y el intervalo entre equipotenciales en la zona más estrecha.

V.4 CÁLCULO DEL GASTO

Se ha descrito ya, el modo para el trazo de una red, cabe aclarar que por cada punto de la región de flujo deberá pasar en principio una equipotencial y una línea de flujo, lo que acarrearía un problema sin solución, para la solución de esto conviene dibujar solamente algunas de las infinitas líneas posibles. La convención más conveniente es la siguiente:

- a) Al dibujar las líneas de flujo, se debe tener en cuenta y el cuidado de que por el canal, formado entre cada dos de ellas, el caudal que pasa sea el mismo (Δq).
- b) Dibujar las equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma (Δh).

Supongamos que se ha trazado una red siguiendo los requisitos anteriores, de manera que una zona de ella se encuentre limitada por las líneas de flujo ψ_i y ψ_j y por las equipotenciales Φ_i y Φ_j (figura 5.5).

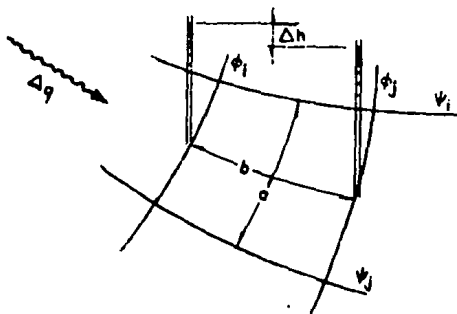


Figura 5.5 Zona de flujo limitada por las líneas de flujo ψ_i y ψ_j y por las equipotenciales Φ_i y Φ_j .

Según la ley de Darcy el gasto que pasa por el canal vale:

$$\Delta q = K a \frac{\Delta h}{b} \dots\dots\dots (5.1)$$

Ya que *a* corresponde al área con un espesor unitario normal al plano del papel, Δh es la caída constante de potencial hidráulico entre Φ_1 y Φ_2 y *b* es la distancia media recorrida por el agua.

Si suponemos ahora el número total de canales de flujo (\mathcal{N}_f) y el número de caídas de potencial (\mathcal{N}_e) que existen en toda la zona de flujo se puede tener:

$$\Delta q = \frac{q}{\mathcal{N}_f} \dots\dots\dots (5.2)$$

$$\Delta h = \frac{h}{\mathcal{N}_e} = \text{Cte.}$$

(Pérdida de carga entre las equipotenciales)

Donde:

q = Gasto total en toda la zona de flujo.

h = carga perdida total en toda la zona de flujo.

Así la ecuación 5.1 queda como sigue:

$$\frac{q}{\mathcal{N}_f} = K a \frac{\frac{h}{\mathcal{N}_e}}{b}$$

$$q = K h \frac{\mathcal{N}_f a}{\mathcal{N}_e b} \dots\dots\dots (5.3)$$

Si K , h , n_f y q son constantes para una red dada, se concluye que la relación a/b debe de ser constante, esta relación puede tomar el valor de cualquier constante y por sencillez esta constante conviene que sea la unidad, así se hace hincapié que la red debe de ser formada por cuadrados curvilíneos semejantes y proporcionales entre sí, de esta manera además, la red dibujada cumple con la condición de que por cada canal pase el mismo gasto. Así pues:

$$\frac{a}{b} \text{ (Factor de forma de los elementos)}$$

$$q = K h \frac{n_f}{n_b} (1) \dots \dots \dots (5.4)$$

Nota: Siempre y cuando la red esté formada por cuadros curvilíneos.

La relación n_f/n_b es denominada como factor de forma (F_f) y esté depende sólo de la forma de la región de flujo.

$$F_f = \frac{n_f}{n_b} \dots \dots \dots (5.5)$$

$$\therefore q = K h F_f \dots \dots \dots (5.6)$$

De esta forma se calcula el gasto por unidad de longitud normal a la sección en estudio, que ocurre a través de una región de flujo en la que se ha dibujado la red correspondiente.

Aquí conviene insistir aún más en el cuidado que se debe tener al trazar una red de flujo. Por lo que se proporcionan algunos consejos a continuación:

- 1.- Copie varias veces las redes de flujo que están bien hechas, después tratar de repetir las sin ver el modelo hasta que los dibujos obtenidos sean satisfactorios.
- 2.- El número de canales debe de ser entre dos, tres o cinco, ya que dibujar varios dificulta el trazo y desvía la atención a los aspectos esenciales.
- 3.- Los detalles deben corregirse hasta que la red este completamente trazada.

4.- Se recomienda empezar el trazo de la red por las zonas donde las líneas de corriente sean aproximadamente rectas y paralelas, de este modo los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos.

5.- Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas, son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y equipotenciales son parecidas a la forma elíptica.

6.- Las transiciones entre las partes rectas y las curvas deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica; el tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando también gradualmente.

7.- Generalmente al principio jamás quedan unos cuadrados en toda la región de flujo, al terminar la red suele quedar una última hilera de rectángulos entre dos líneas de equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción de Δh que haya prevalecido en el resto de la red. Este caso por lo general no resulta perjudicial y se puede tomar en cuenta para η_e , estimando que fracción de caída ha resultado. En caso de que se requiera corregir esta situación debe de hacerse con toda la red, no se debe corregir este problema localmente, sólo que el error sea insignificante.

8.- Una superficie de salida, que no sea horizontal, en contacto con el aire no es ni equipotencial ni línea de corriente, de manera que en esa región los cuadrados no pueden ser completos. Sin embargo debe cumplir con la condición de que se tengan iguales caídas de posición entre los puntos de ellas cortados por las líneas equipotenciales.

9.- Las líneas de flujo y equipotenciales se deben dibujar completas.

Con respecto al punto 8, es muy común que existan fronteras abiertas al aire, esto corresponde a que todos los puntos de dicha frontera se encuentran a la presión atmosférica. Esta frontera debe cumplir con una condición teórica, dicha condición es gráfica y muy sencilla.

En la figura 5.6, la línea \overline{AB} se encuentra expuesta al aire, por lo que todos sus puntos tienen la misma carga de presión, que corresponde a la presión atmosférica. En esta línea dos de sus puntos cortados por equipotenciales sucesivas están separados verticalmente por una Δh , que resulta ser igual a la caída de carga hidráulica entre las equipotenciales, ya que las cargas de presión son iguales, la diferencia de carga debe de traducirse sólo en pérdida de posición, lo que se ilustra en la figura.

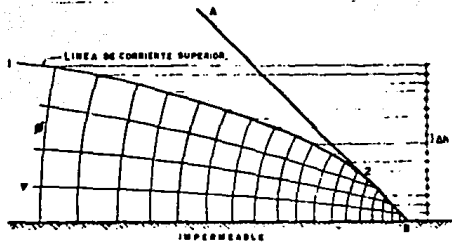


Figura 5.6 Superficie abierta al aire.

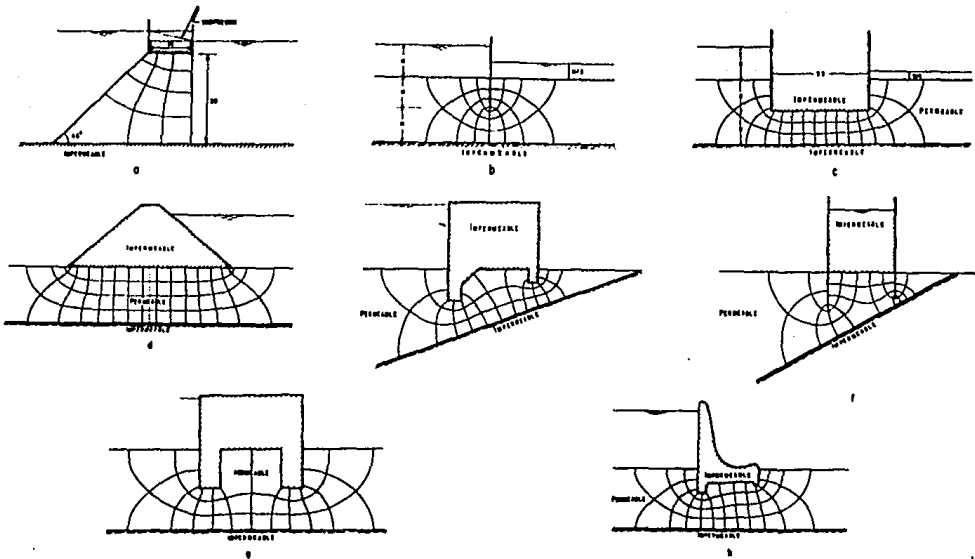


Figura 5.7 Ejemplos de redes de flujo

En ocasiones las condiciones geométricas de la región de flujo hacen que dentro de las redes se produzcan cuadrados que quedan fuera de la regla.

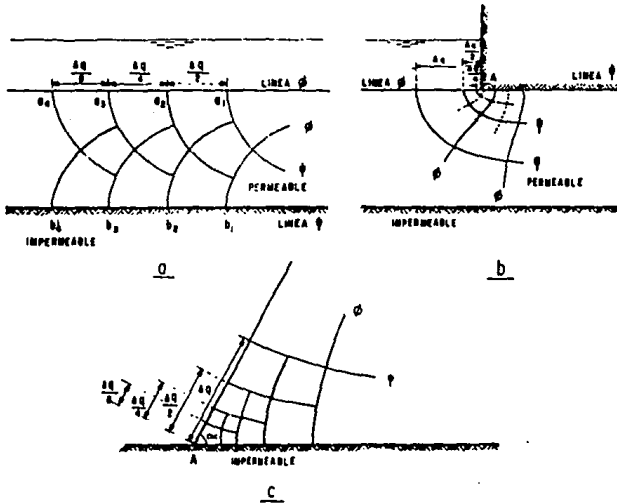


Figura 5.8 Cuadrados singulares dentro de una red de flujo.

En la figura 5.8 se presentan casos muy comunes que ocurren en el trazado de redes.

En la figura (a) se ha reproducido una región de flujo donde la frontera superior es una equipotencial, mientras que la inferior es una línea de flujo, es de notar que éstas son paralelas y forman un cuadrado singular, abierto a partir de la línea $a_1 - b_1$ hacia la izquierda. Por el canal de flujo que queda de la línea de corriente a_1 hacia la izquierda pasa un gasto Δq , si se divide el canal en dos partes iguales, por cada subcanal pasará $\Delta q/2$. Si se sigue subdividiendo hacia la izquierda se podrán obtener los canales por donde pase la cuarta, la octava, Etc. parte del Δq . Se debe notar que los canales hacia la izquierda tienden a ser similares, mientras que el gasto disminuye rápidamente, de manera que se acerca asintóticamente a cero. De tal manera puede decirse que, cuando una línea de flujo es paralela a una equipotencial la velocidad con la que el agua se infiltrará se reduce a cero

En el caso (b), en el punto A concurren una línea de flujo (ψ) y una equipotencial (Φ) que son colineales, (esto es que entre ellas forman un ángulo de 180°) en lugar de interceptarse a un ángulo de 90° . Se puede observar en la figura que se ha subdividido el canal por donde pasa el Δq . Se observa que la sección del canal va siendo bastante menor que la mitad de la anterior, mientras que el gasto sigue siendo la mitad del que pasaba por el canal anterior; por lo que al acercarse al punto A, la velocidad del flujo va en aumento, en teoría en el punto A la velocidad es infinita. De lo anterior se deduce que cuando una equipotencial (Φ) y una línea de flujo (ψ) forman ángulos mayores a 90° , en el punto de unión de ellas, el agua alcanza velocidades de infiltración infinitas.

Sin embargo, se debe tomar en cuenta que las teorías que nos han llevado a estos casos, han sido elaboradas bajo la hipótesis del régimen laminar y la validez de la ley de Darcy. Así pues, es más válido expresar que en las vecindades del punto A las velocidades del agua aumentan demasiado y el flujo se concentra, por lo que estas zonas serán críticas desde el punto de vista de erosión, arrastre, Etc. cuando estén a la salida de la red y el material se encuentre escaso de confinamiento.

Para el caso (c), ocurre que una equipotencial (Φ), se corta una línea de flujo (ψ), en un punto A, con un ángulo menor a 90° , al hacer las subdivisiones se tiene un gasto a la mitad del anterior circulando por secciones que resultan mayores que la mitad del anterior, lo que se traduce, que la velocidad va disminuyendo conforme se acerca al punto A, al grado que en este punto es nula. Por lo tanto para ángulos menores a 90° , en el punto de intersección la velocidad vale cero.

V.6 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HIDRODINÁMICAS EN UNA RED DE FLUJO

Para el desarrollo de este tema veremos dos ejemplos.

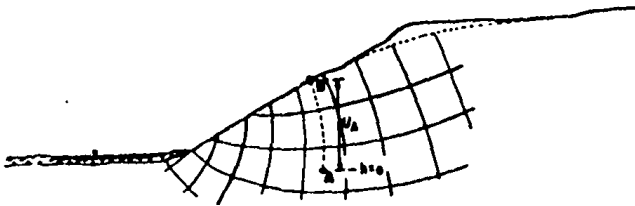


Figura 5.9 Cálculo de las presiones en el agua en el interior de un talud.

Primero analizaremos un talud como el mostrado en la figura 5.9, donde se desea calcular la presión hidrodinámica en el punto A. Para este cálculo se dibuja una equipotencial (Φ) que pase por dicho punto, esta equipotencial sale al aire libre en el punto B. Los puntos A y B tienen la misma carga hidráulica ya que pertenecen a la misma equipotencial. Si en el punto A se traza un plano horizontal de referencia ($h = 0$) tiene una carga de posición nula y toda su carga es la presión, que corresponde a la presión del agua en el punto, mientras que en el punto B la presión que actúa es la atmosférica, para el caso es una presión nula y por lo tanto toda su carga hidráulica es de posición.

Por lo tanto , carga de posición en B = carga de presión en A

La presión en A se calcula trazando una horizontal por el punto de salida B y midiendo la distancia entre A y dicha referencia, que es la carga de presión deseada.

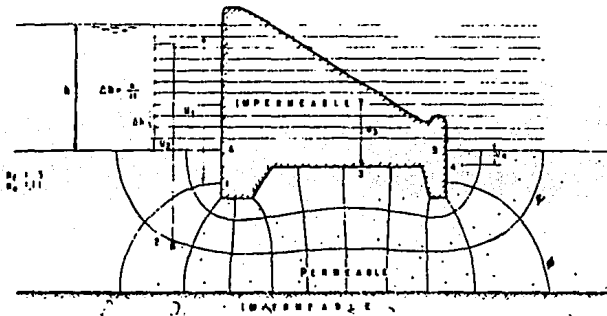


Figura 5.10 Presiones en el agua bajo una estructura impermeable.

Consideremos el punto 1 en la cimentación de la estructura. La carga original de agua es h , por lo que en el punto 1 la carga valdrá $h - \Delta h$ ya que el punto está en la siguiente equipotencial con una caída de carga Δh respecto al valor inicial. La carga de posición del punto 1 corresponde a la distancia que hay del punto al plano AB, que se considera como el plano de comparación ($h = 0$). La carga h la dividimos en n_0 partes iguales (para el caso $n_0 = 11$) y trazamos referencias horizontales por esas divisiones, la distancia del plano AB a la división correspondiente de la carga hidrostática de cualquier punto. Para el caso del punto 1 (en la figura) la carga hidrostática es la distancia gráfica vertical entre el plano AB y la primer división a esta carga se le resta la de posición que está representada por la distancia vertical del punto 1 al plano AB que en este caso es negativa, por lo tanto la carga de presión ($h_{pre} = h - h_{pos}$) en 1 es la distancia U_1 que corresponde al valor de la subpresión.

En el caso del punto 2, que se encuentra en un lugar cualquiera de la región de flujo, la carga de presión se calcula de un modo análogo, sólo que ahora el punto 2 se encuentra a uno y medio caída de potencial Δh , por lo que la carga hidráulica será la distancia vertical del plano AB, a una y media división abajo de h , de modo que la carga de presión en 2 es U_2 .

V.7 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD Y GRADIENTE HIDRÁULICO EN LOS PUNTOS DE UNA RED DE FLUJO

Para conocer el gradiente hidráulico en un punto cualquiera de la red, basta con trazar un segmento de línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadrado curvilíneo, en que haya caído el punto. El gradiente hidráulico estará dado por la caída de equipotenciales Δh entre la longitud, ambas correspondientes a la línea de flujo que pasa por el punto en cuestión Figura 5.11.

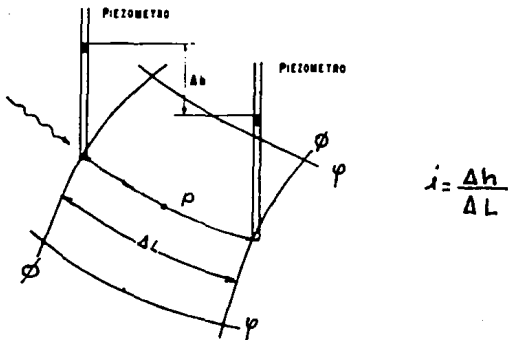


Figura 5.11 Gradiente hidráulico en un punto P.

Una vez obtenido el gradiente hidráulico, lo que resta para calcular la velocidad del agua en magnitud es multiplicar al gradiente hidráulico por el coeficiente de permeabilidad, según la ley de Darcy.

$$V = Ki$$

Esta velocidad es tangente en el punto a la línea de flujo que pasa por él y su dirección corresponde al sentido del flujo.

V.8 FUERZAS DE FILTRACIÓN

Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo ejerce presiones hidrostáticas e hidrodinámicas sobre las partículas del suelo, en la dirección del flujo. Las presiones hidrodinámicas pueden representarse por empujes hidrodinámicos, la magnitud de estas depende del gradiente hidráulico prevalectante.

Tomando en cuenta la figura 5.12, con espesor unitario en dirección normal al papel.

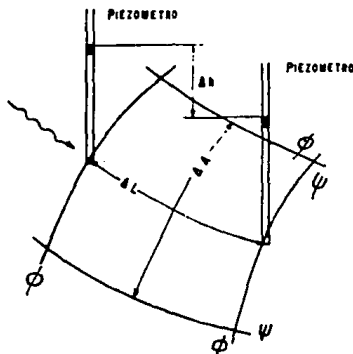


Figura 5.12 Fuerzas de filtración.

La presión hidrodinámica del agua sobre el suelo en la sección ΔA vale:

$$P_0 = \Delta h \gamma_w \dots \dots \dots (5.7)$$

Ya que la pérdida de carga Δh ha sido transmitida por viscosidad a las partículas de suelo.

Esta presión produce un empuje hidrodinámico que vale:

$$J = \Delta h \gamma_w \Delta A \dots \dots \dots (5.8)$$

Es común expresar esta fuerza por unidad de volumen, por lo tanto para el cuadrado considerado:

$$j = \frac{J}{\Delta A \Delta L} = \frac{\Delta h \gamma_w \Delta A}{\Delta A \Delta L} = \frac{\Delta h}{\Delta L} \gamma_w ;$$

$$j = i \gamma_w \dots \dots \dots (5.9)$$

La fórmula 5.9 corresponde a la fuerza de filtración, ligada a un cuadrado de una red de flujo; conocido el volumen de éste, puede calcularse la fuerza total que, actúa en la dirección del flujo, en el centroide del volumen del cuadrado y tangente a la línea de flujo que pase por este punto.

La fuerza de filtración es independiente de la velocidad del flujo y del coeficiente de permeabilidad del suelo, depende sólo del peso específico y del gradiente hidráulico, por lo que esta fuerza es la misma para suelos cohesivos y friccionantes.

La fuerza de filtración es debida a la resistencia viscosa que la estructura sólida del suelo genera en el fluido, por ella el agua consume energía en forma de presión hidrodinámica capaz de vencerla.

Existe un fenómeno que debemos evitar, este fenómeno es denominado como *tubificación*, podemos decir que esto se evita si el factor de seguridad contra tubificación es del orden de 3 ó 4.

$$F_{s \text{ tub}} = \frac{i_{crit}}{i_{sm}}$$

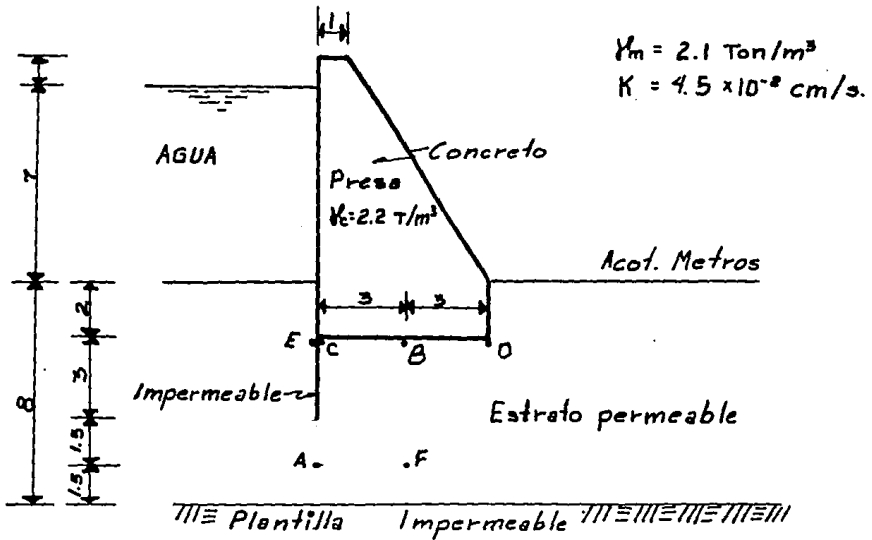
i_{crit} = Gradiente hidráulico crítico, corresponde al valor medio del gradiente hidráulico en el instante en que la tubificación comienza.

$$i_{crit} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w}$$

EJEMPLOS

Para comprender mejor lo expuesto anteriormente realizaremos el siguiente ejemplo.

Considérese la siguiente presa, con las dimensiones descritas.

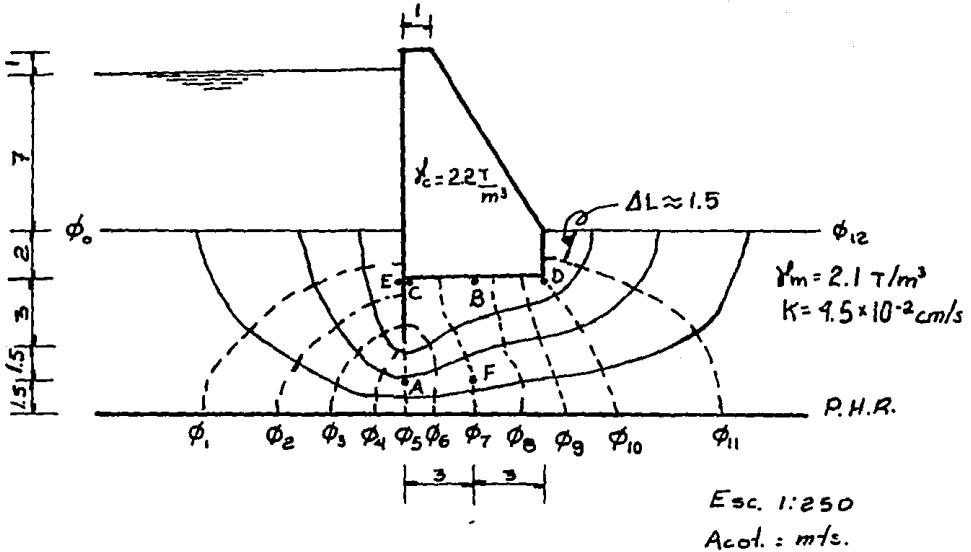


- Dibujar la red de flujo,
- calcular el gasto,
- calcular las presiones en los puntos A, B, C, D, E y F

Solución

Para esto se requiere trabajar los dibujos a escala.

DIBUJO DE LA RED



CÁLCULO DEL GASTO

$$n_e = 12 \quad n_f = 4 \quad \therefore \Delta h = \frac{700}{12} = 58.33 \text{ cm.}; \Delta h = 58.33 \text{ cm.}$$

$$q = Kh \frac{n_f a}{n_e b}; \quad \frac{a}{b} = 1; \quad K = 0.045 \text{ cm/seg.}$$

$$q = (0.045) (700) (4/12) (1) = 10.5 \text{ cm}^3/\text{seg/m.}$$

$$10.5 \text{ cm}^3/\text{seg} = \frac{86400 \text{ seg } 1 \text{ m}^3}{1 \text{ día } 100 \text{ cm}^3} = 0.9072 \text{ m}^3/\text{Día/m}$$

$$q = 0.9072 \text{ m}^3/\text{Día/m}$$

Cálculo de las presiones (gradientes a la salida)

$$i_{sm} = \frac{Dh}{DL} = \frac{58.33}{150} = 0.389 \quad i_{sm} = 0.389$$

$$i_{crit} = \frac{\gamma_m'}{\gamma \omega} = \frac{2.1 - 1}{1} = 1.1 \quad i_{crit} = 1.1$$

$$F_{stab} = \frac{i_{crit}}{i_{sm}} = \frac{1.1}{0.389} = 2.83 \gg 3 \quad \text{Bien}$$

Carga hidráulica de las equipotenciales

$$\begin{aligned} \Phi_0 &= Z + h = 800.00 + 700 = 1500.00 \text{ cm} \\ \Phi_1 &= \Phi_0 - \Delta h = 1500.00 - 58.33 = 1441.67 \text{ cm} \\ \Phi_2 &= \Phi_1 - \Delta h = 1441.67 - 58.33 = 1383.33 \text{ cm} \\ \Phi_3 &= \Phi_2 - \Delta h = 1383.33 - 58.33 = 1325.00 \text{ cm} \\ \Phi_4 &= \Phi_3 - \Delta h = 1325.00 - 58.33 = 1266.67 \text{ cm} \\ \Phi_5 &= \Phi_4 - \Delta h = 1266.67 - 58.33 = 1208.33 \text{ cm} \\ \Phi_6 &= \Phi_5 - \Delta h = 1208.33 - 58.33 = 1150.00 \text{ cm} \\ \Phi_7 &= \Phi_6 - \Delta h = 1150.00 - 58.33 = 1091.67 \text{ cm} \\ \Phi_8 &= \Phi_7 - \Delta h = 1091.67 - 58.33 = 1033.33 \text{ cm} \\ \Phi_9 &= \Phi_8 - \Delta h = 1033.33 - 58.33 = 975.00 \text{ cm} \\ \Phi_{10} &= \Phi_9 - \Delta h = 975.00 - 58.33 = 916.67 \text{ cm} \\ \Phi_{11} &= \Phi_{10} - \Delta h = 916.67 - 58.33 = 858.33 \text{ cm} \\ \Phi_{12} &= \Phi_{11} - \Delta h = 858.33 - 58.33 = 800.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

PRESIÓN EN LOS PUNTOS A. B. C. D. E Y F

$$h = Z + P/\gamma \omega \Rightarrow P = (h - Z) \gamma \omega$$

$$P = (F - Z) \gamma \omega$$

Donde Z es la distancia vertical del plano horizontal de referencia (P.H.R.) al punto e cuestión.

$$PA = (F5 - Z) \gamma_w = (12.8 \text{ m} - 1.5 \text{ m}) 1 \text{ t/m}^3 = 10.58 \text{ t/m}^2 \quad PA = 10.58 \text{ t/m}^2$$

$$PB = ((F7 + F8)/2 - Z) \gamma_w = ((10.92 + 10.33)/2 - 6) 1 = 4.63 \text{ t/m}^2 \quad PB = 4.63 \text{ t/m}^2$$

$$PC = ((F6 + F7)/2 - Z) \gamma_w = ((11.50 + 10.92)/2 - 6) 1 = 5.21 \text{ t/m}^2 \quad PC = 5.21 \text{ t/m}^2$$

$$PD = (F10 - Z) \gamma_w = (9.16 - 6) 1 = 3.16 \text{ t/m}^2 \quad PD = 3.16 \text{ t/m}^2$$

$$PE = ((F1 + F2)/2 - Z) \gamma_w = ((14.42 + 13.83)/2 - 6) 1 = 8.13 \text{ t/m}^2 \quad PE = 8.13 \text{ t/m}^2$$

$$PF = (F7 - Z) \gamma_w = (10.92 - 1.5) 1 = 9.41 \text{ t/m}^2 \quad PF = 9.41 \text{ t/m}^2$$

Sí dibujamos los diagramas de presiones con los valores de los puntos E, C, B y D queda:

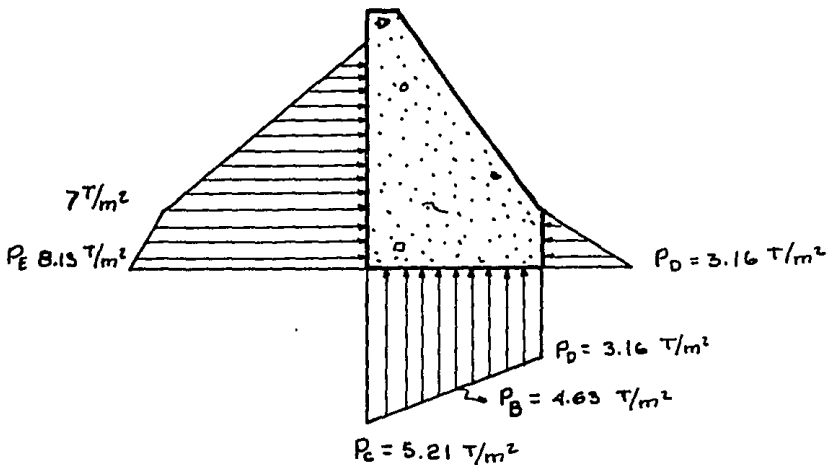


Diagrama de presiones.

Con lo que se puede realizar los estudios para verificar la estabilidad de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

Juárez Badillo, Rico Rodríguez

MECÁNICA DE SUELOS TOMO III
Editorial LIMUSA
Primera edición
México D.F., 1984

Graux Daniel

FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS, PROYECTO DE MUROS Y CIMENTACIONES, TOMO I, GEOTECNIA APLICADA.
Editores Técnicos Asociados, S.A.
Barcelona 1970.

Tschebotariaff Gregory P.

MECÁNICA DE SUELOS, CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE TIERRA.
Editorial AGUILAR
Madrid 1960

Sotelo Avila G.

HIDRÁULICA GENERAL
Editorial LIMUSA
Primera edición
México D.F. 1987.

CONCLUSIONES

El estudio de las propiedades hidráulicas y el flujo de agua en suelos, nos permite estimar las acciones que ocasiona la presencia de éste en los suelos, ya que los diseños o estudios realizados sobre suelos en estado seco no corresponden al caso de suelos saturados.

La presencia de agua en suelos, implica la aparición de una fuerza de filtración y una presión hidrodinámica en la zona de flujo, además de una presión hidráulica en la zona que se supone estable. Para prever estas acciones la Mecánica de Suelos se ha apoyado en el trazo de las redes de flujo y las propiedades hidráulicas.

Para el trazo de las redes de flujo es necesario manejar y comprender las propiedades hidráulicas que rigen en los suelos, además de haber practicado un gran número de estas, ya que como se menciona es muy difícil que una red salga al primer trazo.

A la fecha el estudio de los suelos ha sido un factor básico para el éxito o fracaso de una estructura. Así pues la materia es de suma importancia que requiere una atención especial por parte de la Ingeniería Civil, además parece lógico, la complejidad de ésta nos da pauta para no conformarnos con una sola bibliografía y para aquel que este demasiado interesado, la motivación para que entre en el campo de la investigación y experimentación para buscar nuevas teorías que nos permitan conocer mas a fondo las acciones del suelo sobre las estructuras.

Para concluir cabe aclarar que se debe ir formando un criterio propio para el manejo de los resultados obtenidos, ya que en ocasiones los números nos arrojan resultados erróneos que si no se cuenta con la experiencia necesaria, la falla sólo la podríamos

observar al concluir nuestras obras y en ocasiones, quizá, no haya corrección.