

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 12	350
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD E INFILTRACIÓN DE ESTRUCTURAS	350
12.1 INTRODUCCIÓN	350
12.2 INFILTRACIÓN EN TALUDES	350
12.2.1 INFILTRACIÓN A TRAVÉS DEL TALUD	352
12.2.2 Condiciones de entrada y salida	352
12.2.3 Construcción de la parábola básica	353
12.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	354
12.3.1 Solución del círculo sueco (Fellenius): superficie de un arco circular	356
12.3.2 Solución semi-rigurosa de Bishop: superficie de arco circular	357
12.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE AZUDES	358
12.4.1 Fuerzas actuantes en una estructura	358
12.4.2 Presiones de agua	358
12.4.3 Presión de sedimentos	361
12.4.4 Fuerzas sísmicas	362
12.4.5 El peso de la estructura	362
12.4.6 Reacción de la fundación	362
12.4.7 REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD	363
12.4.8 Resistencia al deslizamiento	364
12.4.9 Resistencia al volteo	365
12.4.10 Estabilidad frente al fenómeno de tubificación	366
12.5 ATAJADOS	368
12.6 EJERCICIOS DE APLICACIÓN	370
12.7 PROGRAMA DE APLICACIÓN EN ATAJADOS	373
12.8 BIBLIOGRAFIA	375

CAPÍTULO 12

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD E INFILTRACION DE ESTRUCTURAS

12.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo contiene criterios básicos sobre estabilidad e infiltración en estructuras de hormigón, por ejemplo azudes, y también en taludes ya sean naturales o formados para almacenamiento como pequeñas presas de tierra (atajados), con la finalidad de complementar el diseño hidráulico de las estructuras vistas en los capítulos anteriores, con el diseño de estabilidad de las estructuras como ser los vertederos o azudes, las presas de tierra o atajados.

12.2 INFILTRACIÓN EN TALUDES.

La superficie freática del régimen de infiltración, es decir, la superficie libre debe mantenerse alejada del paramento aguas abajo para evitar altas presiones del agua en los poros que puedan promover la inestabilidad del talud. En el caso extremo en que la línea de infiltración emerja en el paramento, ocurrirá ablandamiento local y erosión y se iniciarán desprendimientos. Las presiones y velocidades de infiltración también deben controlarse para prevenir la erosión interna y la migración de partículas. El control de infiltración se efectúa mediante la incorporación de drenajes del tipo chimeneas verticales y capas de drenaje horizontales, protegidas por filtros y capas apropiadas de transición.

En esta sección se supone que se tiene un conocimiento básico de la teoría de la infiltración y la construcción de redes de flujo, que incluya las condiciones de entrada y salida, tal como se trata en los textos de mecánica de suelos¹. Las relaciones fundamentales que se aplican en las redes de flujo en medios porosos bidimensionales se resumen a continuación.

Para suelos anisotrópicos, con coeficiente de permeabilidad horizontal $k_h > k_v$, el coeficiente de permeabilidad vertical, el factor de transformación de escala horizontal, K , y la permeabilidad efectiva, k' , están dados, respectivamente, por:

$$\lambda = (k_v/k_h)^{1/2} \quad 12-1$$

$$y \quad k' = (k_v k_h)^{1/2} \quad 12-2$$

El flujo de infiltración, q se define por:

$$q = k' H \frac{N_f}{N_d} \quad 12-3$$

Donde H es la diferencia de energía y la razón N_f/N_d es el factor de forma de la red de flujo, es decir el número de canales de flujo, N_f , respecto del número de reducciones en el potencial N_d .

Si se aplica la situación de flujo no confinado en la infiltración a través de una presa homogénea, la superficie freática es en esencia parabólica. La curva puede construirse utilizando la aproximación de Casagrande-Kozeny, o a partir de la interpretación de los datos piezométricos (Casagrande 1961). En el caso de un núcleo central y/o un relleno zonificado, la construcción de la red de flujo

¹ Ver Bibliografía.

se basa en la consideración de la permeabilidad relativa de cada elemento y la aplicación de la ecuación de continuidad:

$$q_{\text{espaldón aguas arriba}} = q_{\text{zona del núcleo}} = q_{\text{espaldón aguas abajo}} + q_{\text{drenes}}. \quad 12-4$$

Una red que ilustra la infiltración bajo un relleno se presenta en la Figura 12.1, y la Figura 12.2 muestra la red de flujo para un perfil simple con un núcleo aguas arriba de dos zonas, donde los datos piezométricos se han utilizado para definir la superficie freática dentro del núcleo.

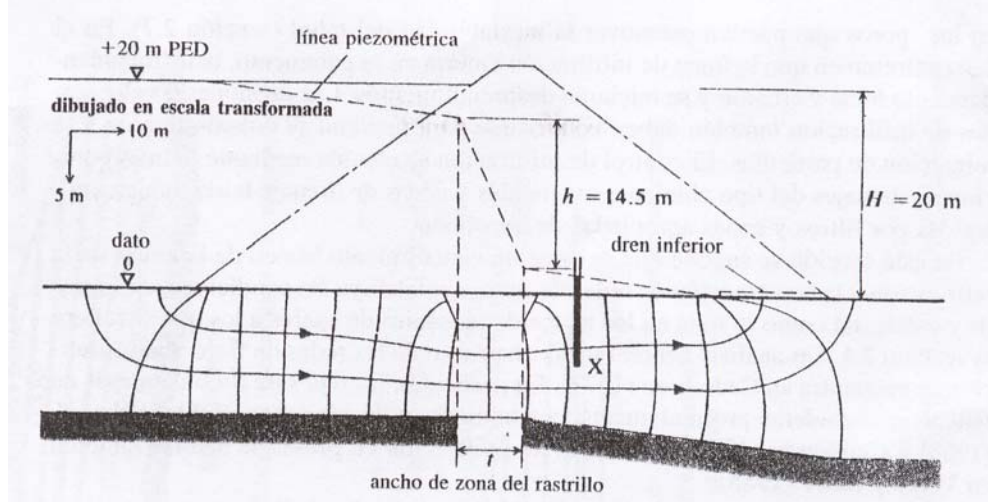


Figura 12.1 Red de flujo para la infiltración y la cimentación.

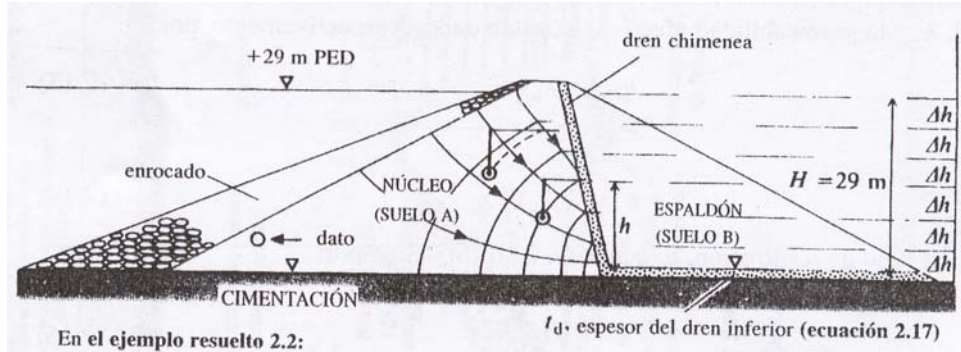


Figura 12.2 Red de flujo para infiltración interna en el núcleo del relleno.

El espesor de la capa del dren horizontal, t_d , requerido para descargar el flujo de infiltración y que se muestra en la figura 12.2 puede estimarse a partir de:

$$t_d = (qL / k_d)^{1/2} \approx 1.5H(k_c / k_d)^{1/2} \quad 12-5$$

Donde L es el ancho del espaldón aguas abajo al nivel del dren y k_d , k_c son las permeabilidades del núcleo y del dren respectivamente.

12.2.1 INFILTRACIÓN A TRAVÉS DEL TALUD.

La infiltración que se presenta a través de una estructura permeable, como las presas de tierra, no está confinada (no está limitado) como en las estructuras impermeables. En este tipo de problemas, la frontera superior de la zona de infiltración es la superficie freática, que corresponde a la línea superior de corriente a lo largo de la cual la presión es la atmosférica. El primer paso para trazar una red de flujo a través de una presa de tierra consiste en localizar y trazar la superficie freática o línea superior de flujo.

Como la carga de presión a lo largo de la superficie freática es cero (atmosférica), las caídas iguales de carga total en esta línea corresponden a intervalos iguales de posición vertical, Figura 12.3. Por consiguiente, una demostración matemática indica que la forma de la superficie freática es una parábola. Aunque esta solución es bastante aceptable, se requiere una modificación para corregir las inconsistencias que pueden ocurrir en la intersección de la superficie piezométrica con las superficies de entrada y salida de la sección de la presa. Primero se resumirán estas modificaciones para después describir el método básico de construcción de la superficie piezométrica parabólica.

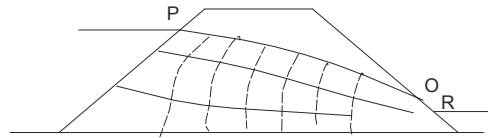


Figura 12.3 límites de una red de flujo.

12.2.2 Condiciones de entrada y salida.

La cara de corriente arriba de la presa, es la superficie de entrada de la zona de infiltración y, puesto que se trata de la equipotencial (Φ_{\max}) que representa a la carga de presión máxima, las líneas de corriente deben intersecarla a ángulos rectos. Esto es cierto siempre y cuando la pendiente de $\Phi_{\max} \leq 90^\circ$ (Figura 12.4a). En algunos casos, cuando se construye un filtro grueso en la parte de corriente arriba, la pendiente Φ_{\max} puede ser $> 90^\circ$. Entonces, la superficie freática en la entrada es horizontal, pues el agua a una presión de poro igual a cero puede fluir hacia arriba (Figura 12.4b).

En la superficie corriente abajo o de salida, la parábola teórica pudiera tener que ser modificada dependiendo de las condiciones en el pie. Cuando la superficie de salida es horizontal (Figura 12.5a) no se requieren correcciones de la parábola básica. Cuando la superficie de salida está formada por un filtro angular de pie de talud de material grueso y $\beta < 180^\circ$ (Figura 12.5b) la corrección se lleva a cabo relocalizando el punto de salida de la superficie freática y se usa un método propuesto por Casagrande.

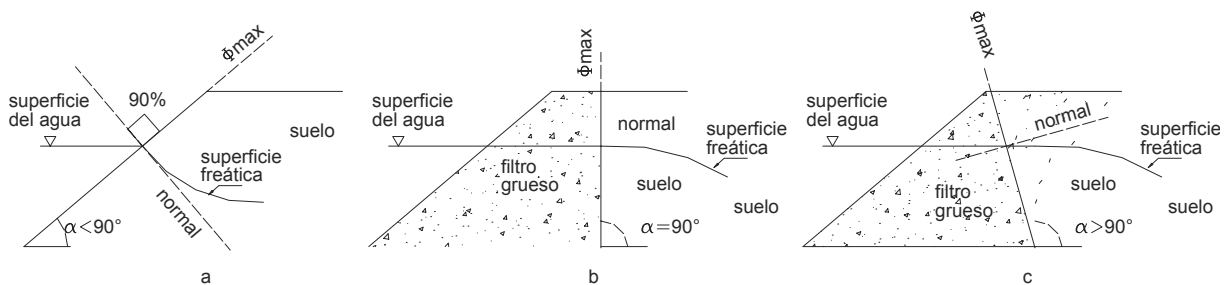


Figura 12.4, Detalle de la superficie freática a la entrada de una zona de infiltración.

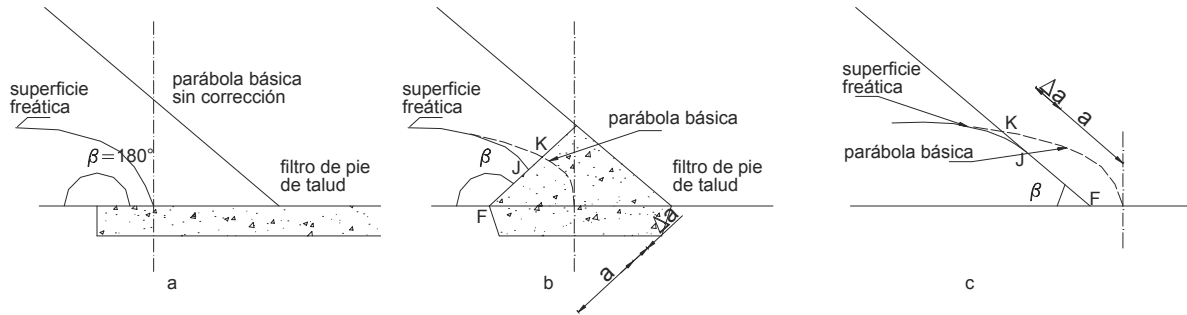


Figura 12.5, Detalle de la superficie freática a la salida de una zona de infiltración.

Si la parábola básica corta a la superficie de salida en el punto K y la superficie de salida interseca a la base impermeable en F, la posición corregida de la superficie freática se sitúa en el punto J y se emplea la relación $\Delta a/a$:

Donde $a = F \cdot K$

Y $\Delta a/a$ se obtiene de la Tabla 12.1.

Entonces $KJ = \Delta a$

β	30°	60°	90°	120°	150°	180°
$\Delta a/a$	0.36	0.32	0.26	0.18	0.10	0

Tabla 12.1, Factores de corrección para una red de flujo en una presa de tierra. Tomado de Casagrande (1940)

Cuando la base del pie de talud es impermeable (esto es, no se incluye un filtro en el pie), la superficie freática sale tangencialmente a la pendiente del espacio corriente abajo (Figura 12.5c). su punto de salida también puede localizarse con el método ya descrito.

12.2.3 Construcción de la parábola básica.

Todas las líneas de corriente y las equipotenciales son curvas parabólicas con un foco común. El primer paso para trazar la red de flujo consiste en construir la parábola básica, que es la superficie freática. Un método gráfico sugerido por Albert Casagrande, 1937, consiste en trazar una parábola geométrica para después corregirla con respecto a los extremos de entrada y salida, como ya se describió.

La Figura 12.6a muestra una presa de tierra típica con una superficie de salida horizontal. Se supone que la parábola empieza en D (donde $CD=0.3BC$) y su foco está en F. La directriz se localiza trazando un arco de radio DF con respecto al punto D (esto es, $DE=DF$). La tangente vertical \overline{EH} de este arco es la directriz. Puesto que todos los puntos de una parábola están equidistantes de la directriz y del foco:

$$\overline{FG} = \overline{GH}$$

Y para todos los puntos X, $\overline{XX'} = \overline{FX}$

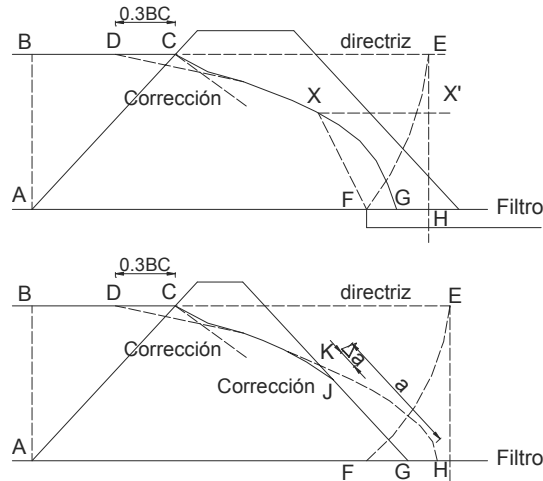


Figura 12.6 Construcción de la superficie freática para una presa de tierra.
(a) superficie horizontal de salida, (b) salida tangencial a la superficie de aguas.

En esta forma la parábola se construye entre D y G. el detalle de entrada en el punto C se corrige como ya se explico.

Cuando la superficie freática es tangencial a la superficie de corriente debajo de la presa, se usa un procedimiento similar (Figura 12.6b) excepto que en este caso, el foco es el pie del talud de corriente abajo. También se requiere una corrección en el punto de salida del punto K al J, procedimiento que corresponde al descrito.

12.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

La estabilidad de una presa de relleno debe evaluarse teniendo en cuenta las condiciones cambiantes de las cargas y el régimen de infiltración que se desarrollan desde la construcción hasta el primer llenado para ponerla en servicio, y debe incluir el descenso del nivel del agua en el embalse. El análisis de equilibrio límite se basa en la consideración del equilibrio estático de las masas de suelo con inestabilidad potencial y activas que están sobre una superficie hipotética de falla. El factor de seguridad F se define por:

$$F = \frac{\sum \tau_f}{\sum \tau} \quad 12-6$$

Donde τ_f y τ son, respectivamente, la resistencia unitaria al corte que se puede movilizar y el esfuerzo unitario de corte generado sobre la superficie de falla. El análisis se aplica a todas las superficies de falla concebibles y se busca el factor de seguridad mínimo F_{min} .

La estabilidad tiene gran sensibilidad a u_w , el cual debe estimarse a partir de una red de flujo o de los coeficientes de presión de poros en ausencia de los datos de campo. Por lo tanto, a veces es más conveniente considerar en el análisis las presiones de agua en los poros utilizando la razón de presión de poros adimensional, r_u :

$$r_u = u_w / \gamma \cdot z \quad 12-7$$

Donde z es la profundidad a partir de la superficie del terreno y γz es el esfuerzo geoestático vertical local.

La forma de la superficie de falla crítica para F_{min} . Esta controlada por muchos factores que incluyen el tipo de suelo y la presencia de discontinuidades o interfaces, por ejemplo, entresuelo blando y roca. Un numero representativo de superficie de falla de diversas presas de relleno y/o situaciones de cimentación se ilustran esquemáticamente en la Figura 12.7. En la mayoría de los análisis iniciales que involucran suelos cohesivos con relativa homogeneidad y uniformidad, se suponen superficies de falla con forma de arco circular. El lugar probable geométrico de los centros de los círculos críticos en tales casos, con $r_u < 0.3$ puede aproximarse mediante:

$$z_c = H \cot \beta (0.6 + 2 \tan \phi'') \quad 12-8$$

$$y_c = H \cot \beta b (0.6 - \tan \phi'') \quad 12-9$$

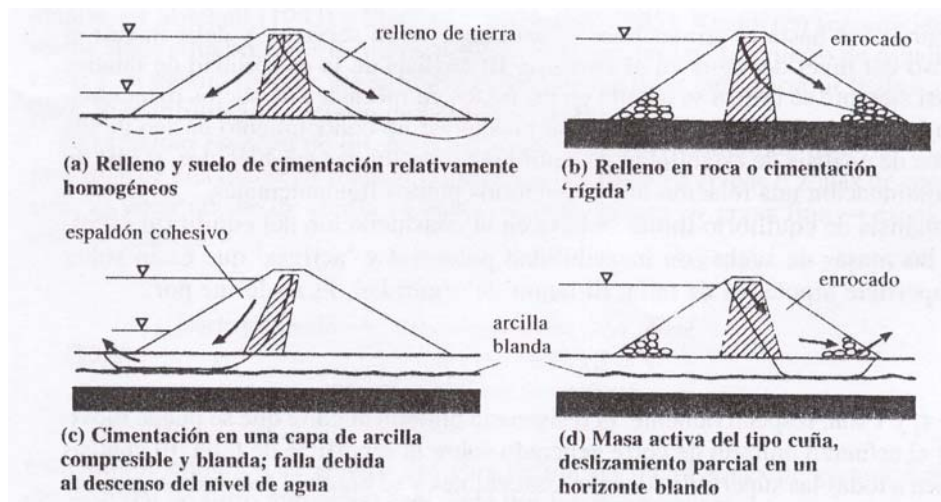


Figura 12.7 Análisis de estabilidad: esquema de superficie de falla.

Donde z_c y y_c son las coordenadas con respecto al pie de presa, siendo positivas las direcciones hacia arriba y en el del talud, respectivamente, β es el ángulo del talud. Se deben analizar las siguientes condiciones críticas:

1. final de la construcción (ambos taludes);
2. estado permanente, embalse lleno (el talud aguas abajo crítico);
3. desembalse rápido (el talud aguas arriba crítico);
4. carga sísmica adicional a 1, 2 y 3, si es apropiada en el sitio.

El análisis se hace en función de los parámetros de resistencia al corte de los esfuerzos efectivos c' y ϕ' , con presión de agua en los poros, u_w , o la razón de presión de poros r_u . El empleo de los parámetros de esfuerzos totales c y ϕ es adecuado solo a corto plazo y para análisis aproximados, por ejemplo, estabilidad en etapas intermedias de la construcción.

Los parámetros de diseño que deben emplearse en el análisis de estabilidad pueden resumirse de la siguiente manera:

Durante y al final de la construcción. Los rellenos de tierra se compactan en un estado parcialmente saturado, es decir, los valores iniciales de u_w son negativos. Como limite superior, y suponiendo que no hay disipación de la presión de agua en los poros, la relación de presión de poros r_u , fijado por el esta de esfuerzos dentro de la presa. Si se esperan valore altos de r_u , el

exceso de presión de agua en los poros puede aliviarse mediante capas horizontales de drenaje. El diseño de tales capas, debe tener una permeabilidad de 10^5 - 10^6 veces la del relleno.

Infiltración de estado permanente, embalse lleno. Siempre debe emplearse el análisis del esfuerzo efectivo. Valores de r_u mayores a 0.45 pueden ocurrir en presas de arcilla homogénea; capas efectivas de drenaje interno pueden reducir los valores r_u a 0.20 o menos.

Desembalse rápido. Valores de r_u en el intervalo 0.30 – 0.40 pueden ocurrir inmediatamente después del desembalse inicial. Los valores reales de u_w pueden estimarse a partir de la red de flujo dibujada para posiciones intermedias de la superficie del nivel freático de desembalse.

Los valores de F_{min} . Determinados en un análisis de estabilidad completo siempre deben considerarse como relativos y no como absolutos. Las expresiones empleadas para F varían en rigor y son inexactas, como reflejo de la complejidad del problema de estabilidad. Consideraciones económicas inducen a aceptar valores relativamente bajos de F para las pendientes de los rellenos. Valores recomendados representativos de F_{min} que corresponden a las principales condiciones de carga se presentan en la tabla 12.2.

Condiciones de carga de diseño	Factor de seguridad, F_{min}	
	Talud aguas abajo	Talud aguas arriba
En construcción; final de la construcción	1.25	1.25
Operación a largo plazo; embalse lleno	1.5	1.5
Desembalse rápido	---	1.2
Carga sísmica con 1,2 ó 3	1.1	1.1
Mínimos de diseño, mas altos son apropiados en análisis basados en parámetros de esfuerzos totales y en resistencias pico en el caso de suelos frágiles.		

Tabla 12.2 Guías para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos.

Los valores de F_{min} considerados aceptables para un relleno específico siempre deben reflejar la extensión y confiabilidad de la información geotécnica. Los factores de seguridad para los taludes de una presa de relleno dependen del tiempo, varían de forma significativa de acuerdo con los cambios en las cargas correspondientes a la construcción y al ciclo de operación subsiguiente, lo cual se ilustra esquemáticamente en la Figura 12.8.

Las expresiones de F que corresponden a métodos analíticos de empleo más común son las siguientes:

12.3.1 Solución del círculo sueco (Fellenius): superficie de un arco circular.

$$F = \frac{c'L + \tan \phi (W \cos \alpha - u_w l)}{\sum W \sin \alpha} \quad 12-10$$

Donde L , es la longitud total de la superficie de falla, W y l son, respectivamente, el peso y la longitud de la base de las capas en que se subdivide la masa activa para el análisis y α es el ángulo de inclinación que forma la base de la capa con la horizontal. Este último se considera positivo si está hacia arriba del talud desde el punto mas bajo del arco de falla. La solución de Fellenius es, en la práctica, conservadora al compararla con análisis más rigurosos y puede

subestimar a F en una proporción entre el 5 y 15%. Este margen, es en general, inaceptable debido a las implicaciones en los costos.

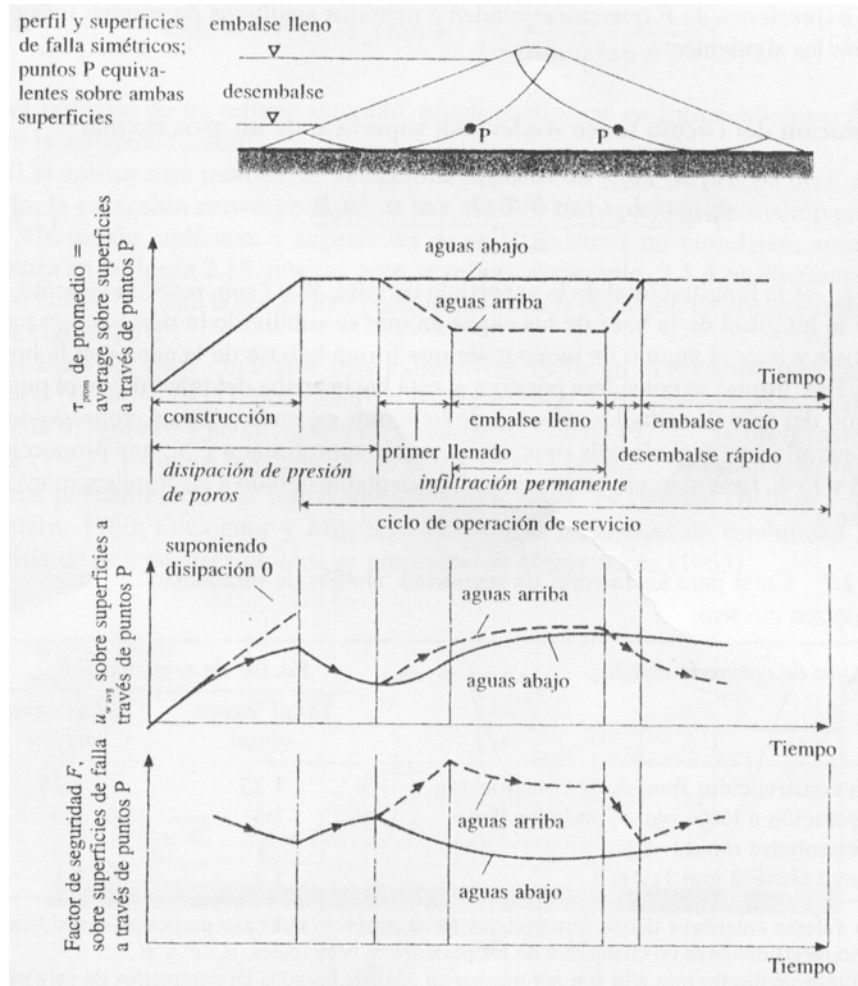


Figura 12.8 Variación de los parámetros de estabilidad de relleno durante la construcción y la operación (Bishop y Bjerrum, 1960)

12.3.2 Solución semi-rigurosa de Bishop: superficie de arco circular.

La solución semi-rigurosa de Bishop (Bishop, 1955) difiere de la solución de Fellenius en los supuestos que hace sobre las fuerzas que actúan entre capas requeridas para el equilibrio estático:

$$F = \frac{1}{\sum W \sec \alpha} \sum \left\{ \left[c' b + (W - u_w b) \tan \phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F} \right\} \quad 12-11$$

En la expresión anterior b es el ancho de cualquier capa. Alternativamente, al expresar la presión de agua en los poros u_w en función de la razón de presión de poros predicha, r_u , por conveniencia en el análisis inicial, con $r_u = u_w / \gamma z = u_w b / W$ para cualquier capa,

$$F = \frac{1}{\sum W \sec \alpha} \sum \left\{ \left[c' b + (1 - r_u) \tan \phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F} \right\} \quad 12-12$$

El procedimiento se inicia suponiendo un valor de prueba de F en el miembro derecho de la ecuación, para aplicar el método de aproximaciones sucesivas y converger en el valor real de F para un círculo de prueba determinado. Los factores de seguridad obtenidos con este método pueden ser un poco subestimados pero el error no excede de 3%, excepto en casos ocasionales y raros con círculos de falla de base profunda y F menor que la unidad.

12.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE AZUDES.

12.4.1 Fuerzas actuantes en una estructura

Las fuerzas actuantes de mayor importancia en una estructura de desvío (por ejemplo azudes) son:

- Presiones del agua, externas e internas.
- Presión de sedimentos.
- Fuerzas sísmicas.
- Peso de la estructura.
- Reacción en la fundación.

12.4.2 Presiones de agua

Las presiones externas, pueden ser divididas en fuerzas hidrostáticas y fuerzas hidrodinámicas.

Las presiones hidrostáticas están en función a la profundidad por debajo de la superficie de agua. Las presiones de agua actuarán perpendicularmente a la cara de la estructura. Por lo tanto es conveniente para los cálculos, tratar con las componentes horizontales y verticales de cada fuerza por separado.

Las presiones de agua dinámicas son rara vez de gran importancia para la estabilidad de azudes. Presiones internas, subpresión. Las estructuras de desvío están sujetas a la presión del agua, no solamente en las caras expuestas sino también en su base como también en el interior de la estructura.

La subpresión (término usual para la presión interna de agua) causa una disminución del peso efectivo de la estructura por encima.

$$W_u = c \cdot \gamma_w \left[h_2 + \frac{1}{2} \xi (h_1 - h_2) \right] \cdot A \quad 12-13$$

Dónde:

- c: es la proporción del área en dónde actúa la presión hidrostática (c = 1 para todos los tipos de fundaciones).
 γ_w : es el peso unitario del agua en KN/m³.

- h_2 : es la profundidad en metros del flujo aguas abajo.
 ξ : es la proporción de la red de carga (h_1-h_2) a ser disipada sobre la longitud de fundación; ver tabla 12.3.
 h_1 : es la profundidad de flujo aguas arriba en metros.
 A : es el área de la base en m^2 .
 W_u : es la fuerza resultante de subpresión en KN.

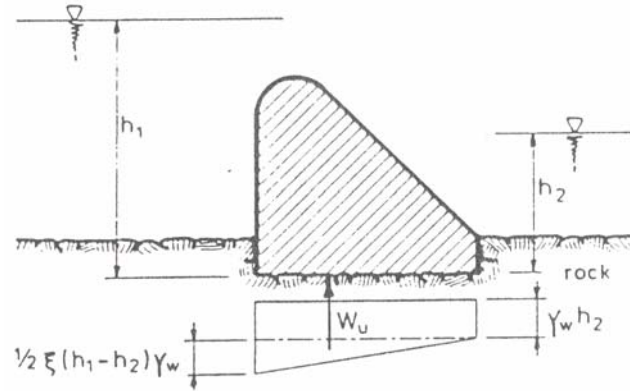


Figura 12.9 Subpresión en estructuras sobre fundación de roca

Tabla 12.3 Valores de ξ

Tipo de fundación de roca	ξ (proporción de la red de carga)
Estratificada horizontalmente	1.00
Fair, massive	0.67
Good, massive	0.50

La subpresión en la fundación puede ser calculada por medio de una red de flujo o, con las suposiciones utilizadas por Lane en este tema.

Una red de flujo puede ser construida a través de:

1. Dibujo a mano.
2. Por medio de una analogía con la electricidad.
3. Por medio de un método numérico en una computadora (Por ejemplo el software SLIDE)

En el método de la analogía con la electricidad, el flujo que pasa a través de la fundación es comparado con el flujo de electricidad a través de un medio eléctrico de una conductividad constante. El voltaje corresponde a la altura piezométrica, la conductividad a la permeabilidad del suelo y la velocidad del agua en ese instante (Ver figura).

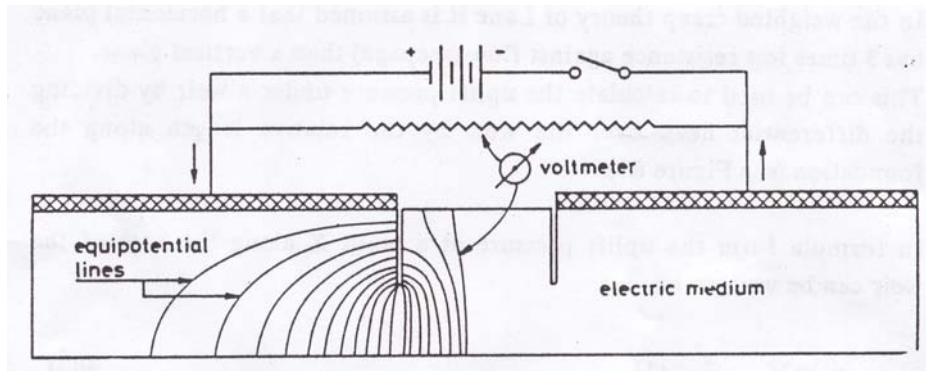


Figura 12.10 Construcción de una red de flujo por medio de la analogía eléctrica

Para la construcción de redes de flujo en obras de cabecera es suficiente un dibujo cuidadoso a mano. En la figura 12.11 se ilustra un ejemplo de red de flujo bajo un azud.

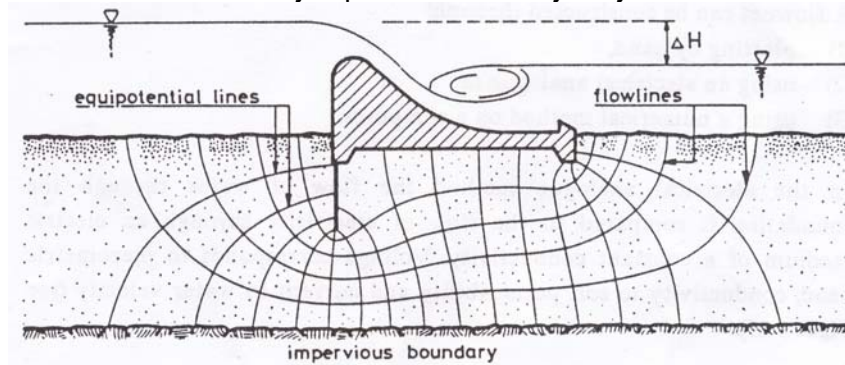


Figura 12.11 Ejemplo de red de flujo bajo un azud

En la teoría de Lane se asume que un plano horizontal tiene tres veces menor resistencia contra el flujo (infiltraciones) que un plano vertical. Esto puede ser utilizado para calcular la subpresión bajo un azud, dividiendo la carga diferencial sobre el azud entre la longitud relativa a lo largo de la fundación.

La expresión de la subpresión en un punto X a lo largo de la base puede ser escrita como:

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \cdot \Delta H \quad 12-14$$

dónde:

- P_x : Subpresión en el punto X, en Kg/m^2 .
- L : longitud total a lo largo del plano de contacto del azud y el subsuelo, en metros.
- L_x : distancia a lo largo del plano de contacto aguas arriba de X en metros.
- ΔH : carga diferencial en metros.
- H_x : carga hidráulica de aguas arriba, en metros.

Y dónde L y L_x son las distancias relativas calculadas de acuerdo a Lane dependientes de la orientación del plano. Un plano que forma un ángulo de 45° o mayor con la horizontal es considerado como vertical.

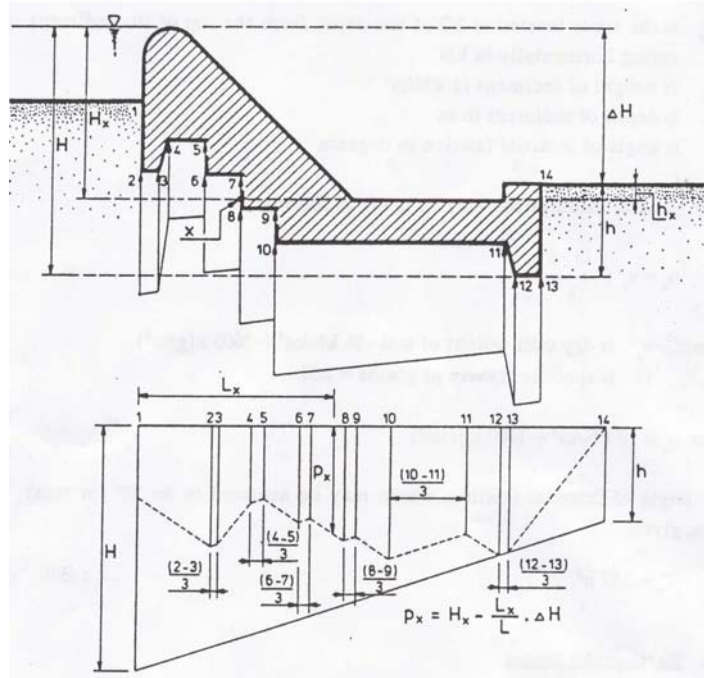


Figura 12.12 Subpresión en la fundación del azud

12.4.3 Presión de sedimentos

La presión ocasionada por sedimentos actúa contra la cara aguas arriba de un azud o contra las compuertas, y puede ser calculada como lo siguiente:

$$P_s = \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad 12-15$$

dónde:

- P_s : Fuerza horizontal localizada a $2/3$ de la profundidad desde la parte superior del sedimento, en KN.
 γ_s : peso unitario del sedimento en KN/m^3 .
 h : profundidad del sedimento en m.
 Φ : ángulo de fricción interna en grados.

Alguna de las suposiciones generales pueden ser tomadas como:

$$\gamma_s = \gamma_s' \left(\frac{G-1}{G} \right) \quad 12-16$$

dónde:

- γ_s' : peso unitario seco del suelo – 16 KN/m^3 (1600 Kgf/m^3)
 G : gravedad específica de los granos = 2.65.

Dado que γ_s es 10 KN/m^3 , y el ángulo de fricción interna puede ser asumido como 30° para la mayoría de los casos, entonces la expresión es:

$$P_s = 1.67 \cdot h^2 \quad 12-17$$

12.4.4 Fuerzas sísmicas

El factor mínimo a ser tomado es 0.1 g (aceleración de la gravedad) como la aceleración. Este factor debe ser tomado en cuenta multiplicado por la masa de la estructura como una fuerza horizontal en la dirección más desfavorable, la cuál usualmente es de aguas abajo.

12.4.5 El peso de la estructura

El peso de la estructura depende del material utilizado en su construcción. Para propósitos de diseño preliminar el peso unitario dado abajo puede ser utilizado.

Mampostería de piedra	22 KN/m^3 (2200 Kgf/m^3)
Concreto en masa	23 KN/m^3 (2200 Kgf/m^3)
Concreto reforzado	24 KN/m^3 (2200 Kgf/m^3)

El peso unitario del concreto en masa depende del peso específico del agregado como también del máximo tamaño de grava utilizado. Para un tamaño máximo del agregado de 150 mm con una gravedad específica de 2.65 , el peso unitario es más de 24 KN/m^3 (2400 Kgf/m^3)

12.4.6 Reacción de la fundación

La reacción de la fundación puede ser asumida de forma trapezoidal y linealmente distribuida. Utilizando la figura 12.13 pueden deducirse las siguientes fórmulas, por mecánica simple:

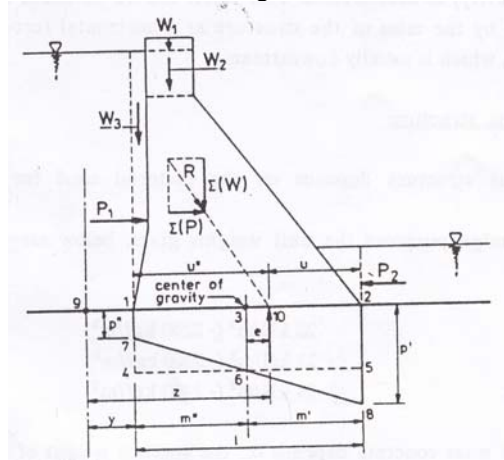


Figura 12.13 Elementos de las ecuaciones de distribución de presión de la fundación.

La presión en una fundación vertical es:

$$p = \frac{\sum(W)}{A} + \frac{\sum(W)e}{I}m \quad 12-18$$

Dónde:

p: presión en una fundación vertical

$\sum(W)$: suma de todas las fuerzas verticales, incluida la subpresión pero excluyendo la reacción de la fundación.

A: área de la base en m^2 .

e: excentricidad de carga, o la distancia medida desde el centro de gravedad de la base a la intersección de la resultante con la base.

I: momento de inercia de la base alrededor de su centro de gravedad

m: distancia desde el centro de gravedad de la base al punto donde se quiere calcular la presión.

Para una base de forma rectangular con una longitud l y un ancho de un metro, $I = \frac{l^3}{12}$ y $A = 1$, la fórmula llega a ser:

$$p = \frac{\sum W}{1} \left\{ 1 + \frac{12e}{l^2}m \right\} \quad 12-19$$

En tanto que la presión en una fundación vertical al final esta dada por:

$$p' = \frac{\sum W}{l} \left\{ 1 + \frac{6e}{l} \right\} \quad 12-20$$

Con $m' = m'' = 1/2 l$

$$p'' = \frac{\sum W}{l} \left\{ 1 + \frac{6e}{l} \right\} \quad 12-21$$

Si el valor de la ecuación (6-19) es mayor a $1/6$ (ver figura 6.8), se presentaran presiones negativas en la parte final de la estructura. La tracción usualmente no es permitida, lo cual, para un fragmento que tiene una base rectangular, es necesario una resultante para todas las condiciones de cargado fallando en el tercio medio de la base.

12.4.7 REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD

Las posibles causas de falla en una estructura de gravedad son:

1. Deslizamiento
 - a. A lo largo de la horizontal o cercana a la junta horizontal por encima de la fundación.
 - b. A lo largo de la fundación.
 - c. A lo largo de la horizontal o cercana a la unión en la fundación.

2. Volteo sobre una junta horizontal
 - a. En el azud
 - b. En la base
 - c. En el plano por debajo de la base
3. Tubificación

12.4.8 Resistencia al deslizamiento

La tangente de θ , el ángulo entre la vertical y la resultante de todas las fuerzas incluida la subpresión, actuando en el azud por encima del plano horizontal, debe ser menor al coeficiente permisible de fricción en ese plano.

$$\frac{\sum(H)}{\sum(V-U)} = \tan \theta < \frac{f}{S} \quad 12-22$$

dónde:

$\sum(H)$: suma de las fuerzas horizontales trabajando en la estructura (Kg.)

$\sum(V-U)$: suma de las fuerzas verticales (V), menos la subpresión, trabajando en la estructura (kg.)

θ : ángulo de la resultante de todas las fuerzas en la vertical (grados).

f: coeficiente de fricción

S: factor de seguridad.

Los valores aproximados del coeficiente de fricción f están dados en la tabla 12.4.

Tabla 12.4 Coeficiente aproximado de fricción

Material	f
Mampostería sobre mampostería	0.60 - 0.75
Roca sólida buena	0.75
Grava	0.50
Arena	0.40
Arcilla	0.30

Para pequeñas estructuras, como las mencionadas en este capítulo, dónde la pérdida de vida útil, gran daño u otro evento extremo no están involucrados, el factor de seguridad aceptable (S) es de 2.0 para condiciones de cargado normales y 1.25 para condiciones extremas de cargado.

Las condiciones extremas de cargado pueden ser descritas como:

1. Sin flujo sobre la cresta durante un sismo.
2. Descarga máxima de diseño.

Si, para estructuras de concreto, el factor de seguridad al deslizamiento basado solamente en la fricción (ecuación 12-22) es superado, la estructura puede ser considerada como segura si el factor de la fórmula incluyendo el corte (ecuación 12-23) es igual o mayor a los factores de seguridad especificados.

$$\sum(H) \leq \frac{f \cdot \sum(V-U) + cA}{S} \quad 12-23$$

dónde:

c: esfuerzo de corte unitario del material en N/mm².
A: área de la base considerada en m².

Los factores de seguridad para el caso dónde el corte es incluido son los mismos que para el caso de la fricción solamente: 2.0 para condiciones normales y 1.25 para condiciones extremas.

Para concreto, c (esfuerzo unitario de corte) puede ser tomado como 11 N/mm² (110 Tf/m²)

La ecuación 12-23 puede ser utilizada solamente para la estructura misma. Para utilizar la fórmula en la fundación, el diseñador deberá asegurarse que la roca es sólida y buena lo cuál debe ser confirmado por medio de ensayos. Para fundaciones de materiales no cohesivos la fórmula con fricción solamente debe ser aplicada (ecuación 12-22).

12.4.9 Resistencia al volteo

Para que una estructura esta segura contra el volteo se requiere que la resultante de todas las fuerzas actuando en la parte por encima de la estructura en cualquier plano horizontal, incluida la subpresión, la intersección de este plano debe intersecarse con el tercio medio. En ninguna parte, bajo ninguna circunstancia, debe existir tracción en cualquier punto.

Los esfuerzos unitarios en la estructura y la fundación deben ser conservados en los valores máximos prescritos. Para la fundación los valores de capacidad portante mencionados en la tabla 6.1 pueden ser utilizados. Los valores para el concreto están alrededor de 4.0 N/mm² o 40 kgf/cm²; la mampostería debe tener un esfuerzo mínimo de 1.5 a 3.0 N/mm² o 15 a 30 Kgf/cm².

Cada parte de la estructura de gravedad es considerada como estable por si misma. Por lo tanto el espesor del colchón disipador es calculado como sigue (ver figura 12.14):

$$d_x \geq S \cdot \frac{P_x - w_x}{\gamma} \quad 12-24$$

dónde:

d_x: espesor del piso en x (metros).
P_x: subpresión en el punto x en kg/m².
w_x: profundidad de flujo en el punto x en m.
γ: densidad unitaria del material en kg/m³.
S: factor de seguridad (1.5 para condiciones normales, 1.25 para condiciones extremas).

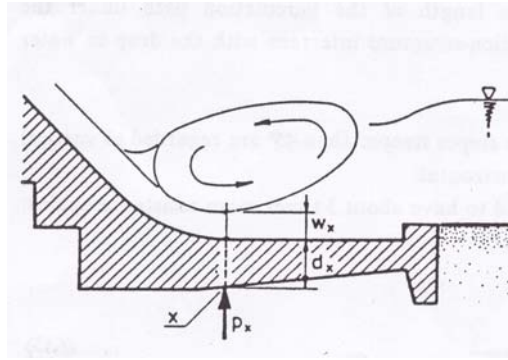


Figura 12.14 Espesor del colchón amortiguador

12.4.10 Estabilidad frente al fenómeno de tubificación

Las obras de cabecera tales como azudes y tomas deben ser verificadas en su estabilidad en contra de las tubificaciones y contra la falla del talón aguas abajo de la estructura.

Los peligros de la tubificación pueden ser verificados por medio de una red de flujo y muchos métodos empíricos tales como:

- Método de Bligh
- Método de Lane
- Método de Koshla

El método de Lane, es el recomendado para verificar tubificaciones en obras de cabecera. El método proporciona resultados seguros y es fácil de utilizar. Para estas estructuras relativamente pequeñas otros métodos pueden dar resultados más precisos pero son mucho más complicados.

El método compara la longitud de la trayectoria de percolación bajo la estructura a lo largo de la interfase estructura-fundación con la caída en el nivel de agua a través de la estructura.

A lo largo de esta trayectoria de percolación las pendientes pronunciadas mayores a 45° son tomadas como verticales y aquellas menores a 45° son horizontales. Una trayectoria vertical puede considerarse como 3 veces más resistente al flujo que una horizontal. Por lo tanto la ecuación es:

$$CL = \frac{\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h}{H} \quad 12-25$$

dónde:

- CL: índice medido de arrastre.
 $\sum L_v$: sumatoria de las longitudes verticales (m)
 $\sum L_h$: sumatoria de las longitudes horizontales (m)
H: carga diferencial en m.

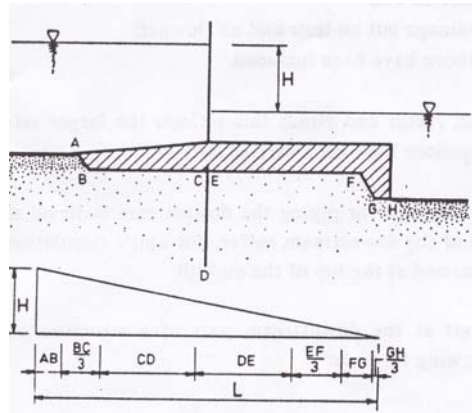


Figura 12.15 Método del índice de arrastre de Lane

Tabla 12.5 Valores mínimos del índice de arrastre de Lane, CL

Material	CL
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena media	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa	3.0
Pedruscos con algo de grava	2.5
Arcilla suave	3.0
Arcilla mediana	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

Los índices de arrastre dados en la tabla 12.5 deben ser utilizados para:

- 100%, si no se utiliza drenes, ni la red de flujo es construida y si se lleva a cabo un ensayo en un modelo sin infiltraciones.
- 80%, si hay drenaje pero sin ensayos ni redes de flujo.
- 70%, si todos los aspectos de arriba han sido incluidos.

Para cubrir la mayoría de los casos por tubificaciones, el nivel del lecho aguas abajo debe ser tomado en la parte del talón. Para cálculos de subpresión el lecho aguas abajo debe ser tomado en la parte superior del umbral de salida.

La seguridad contra las fugas en la parte aguas abajo de la estructura puede ser verificada con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{s \cdot (1 + a/s)}{h_s} \quad 12-26$$

dónde:

S: factor de seguridad.

- s: profundidad del suelo en m.
a: espesor de la capa protectora en m.
 h_s : presión de agua a una profundidad s en Kg/m^2 .

La presión de agua en el punto C puede ser encontrada a partir de una red de flujo o con la línea de arrastre de Lane.

La suposición hecha en la fórmula de arriba es que el peso unitario del suelo bajo el agua puede ser tomado como 1 ($\gamma_w = \gamma_s = 1$). El peso unitario del material de protección bajo el agua es igual a 1. El factor de seguridad S debe ser al menos 2.

12.5 ATAJADOS.

En Bolivia se hace uso de un tipo especial de presas de tierra que es mas conocido como ATAJADO, que sirve para el almacenamiento de agua. Es una técnica antigua en áreas áridas y semiáridas, mediante la cual se almacena la escorrentía de agua pluvial, o agua de otras fuentes, en estanques excavados en la tierra. El agua luego se utiliza para abrevar el ganado, para riego o para uso domestico, en caso de que las lluvias sean irregulares o durante el periodo de estiaje. Tradicionalmente son estanques pequeños excavados a mano, como muestra la Figura 12.16. Los atajados pueden ser una alternativa buena y barata, frente a represas grandes o en combinación con ellas, a fin de captar esta agua y utilizarla de manera eficiente. Además, en muchos casos, la intercepción del agua mediante los canales de captación y aducción hacia los atajados, coadyuva a reducir la erosión hídrica.



Figura 12.16. Fotografía atajado en construcción.

La UBICACIÓN de un atajado es importante para un funcionamiento apropiado, por lo que se toma en cuenta la ubicación del área de aporte y el área servida. A fin de garantizar el almacenamiento de agua. Para la construcción del atajado se debe evitar construir atajados de poca profundidad y con espejos de agua relativamente extensos, a fin de evitar las perdidas por evaporación. En conclusión se debe construir un atajado en un lugar donde menos movimiento de tierra sea necesario para obtener una capacidad de almacenamiento máximo, por ejemplo en lugares con depresiones naturales cerca del área a ser regada o del abrevadero de los animales.

TOPOGRAFIA los atajados pueden ser construidos en terrenos de variada pendiente, la mas adecuada es la comprendida entre 4% y 15% como muestra la Tabla 12.6. No se aconseja pasar el 15% debido a la inestabilidad del terraplén cuesta abajo. En terrenos con pendientes mayores se necesita mayor movimiento de tierra para lograr la misma capacidad de almacenamiento.

Vol. Mínimo (m ³)	Vol. Máximo (m ³)	Pend. Mínima (%)	Pend. Máxima (%)
500	1600	4	15
1600	2000	4	12
2000	2500	4	9

Tabla 12.6, Volumen de diseño y pendiente del terreno
Fuente: Atajados su diseño y construcción, Bastiaan Tammes.

SUELO EN EL LUGAR DE OBRA las características del suelo son determinantes para el éxito de los atajados, tanto para la estabilidad de los terraplenes como para la impermeabilidad. En términos generales, se puede decir que los suelos con un elevado contenido de arcilla Caolinita (arcilla con poca capacidad de absorción de agua, no se expande ni se contrae), son los mas aptos para la construcción de atajados. También son buenos los suelos con elevado contenido de arcilla illita (con capacidad de absorción de agua intermedia), y en menor grado montmorillonita (clase de arcilla con alta capacidad de absorción de agua, se expande y se contrae), aunque existen excepciones se puede delimitar la aptitud de suelos para la construcción de atajados con la siguiente regla:

Los más aptos para la construcción de atajados son los suelos con:

- < 50% de arena (0.05- 20 mm).
- < 40% de limo (0.002-0.05 mm).
- > 30% de arcilla (menor a 0.002 mm).

Se debe evitar la construcción en suelos arenosos, rocosos, porosos, o suelos con fenómenos como tubificación y/o con un elevado contenido de cal o salitre. Antes de iniciar la construcción se debe conocer las características del suelo, tanto de la capa arable como del subsuelo. En áreas con suelos heterogéneos se recomienda excavar calicatas en cada lugar previsto para la implementación de atajados, a fin de analizar la aptitud del suelo y de esta manera evitar problemas durante la construcción y el almacenamiento de agua posterior.

CAPACIDAD DEL ATAJADO es importante determinar la capacidad apropiada de un atajado para lograr un uso óptimo de los recursos. La capacidad esta en función del volumen de las fuentes de agua y del uso posterior del agua almacenada. Entonces la capacidad del atajado es el volumen deficitario del balance hídrico anual de un determinado lugar, esto quiere decir: es el volumen deficitario de la oferta anual menos la demanda anual.

OBRAS COMPLEMENTARIAS para un buen funcionamiento y un uso sostenible del atajado son necesarias la implementación de obras complementarias a la excavación del atajado y a la conformación de los terraplenes. Estas obras son las estructuras de captación o aducción del agua. Las obras complementarias de los atajados son:

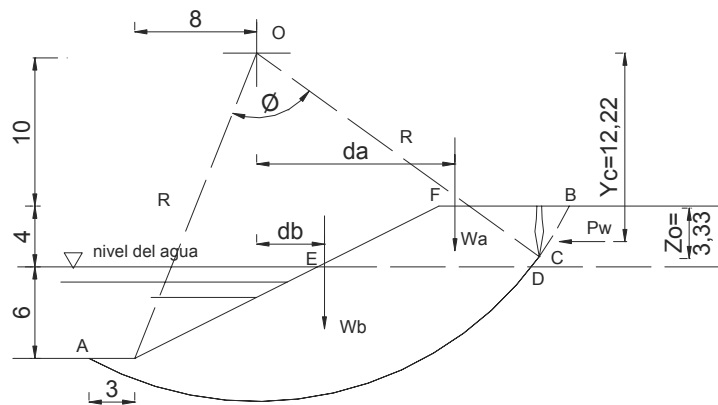
- Canales de captación o aducción.

- Sedimentador.
- Canal de ingreso.
- Sistema de desfogue.
- Cámara disipadora de energía.
- Aliviadero canal perimetral.
- Cerco de protección perimetral.

12.6 EJERCICIOS DE APLICACIÓN

Ejercicio 1. La pendiente de un terraplén para retención de agua es 1 vertical 2 horizontal y la altura vertical es de 10 m. el suelo tiene saturación total y una cohesión sin drenar de 30 KN/m^2 con un peso unitario de 18 KN/m^3 . Determinése el factor de seguridad para la falla al corte a lo largo del círculo de prueba que se muestra en la figura: Cuando el nivel del agua esta en el pie del talud; y cuando el nivel del agua esta a 6m. Por encima del pie.

Primero se considera la masa deslizante como dos zonas separadas con un radio comun R que resulta ser de 22.83m.



Para la zona A (FBDE):

Área. $A_A = 41.92 \text{ m}^2$.
Distancia al centroide desde O, $d_A = 13.00 \text{ m}$.

Para la zona B (AED):

Área. $A_B = 144.11 \text{ m}^2$.
Distancia al centroide desde O, $d_B = 4.44 \text{ m}$.

Profundidad de la grieta de tensión, $Z_o = 2C/\gamma = 2 \cdot 30/18 = 3.33 \text{ m}$.

Angulo del sector, $\phi = 76.06^\circ$

Empuje hidrostático en la grieta de tensión, $P_w = \frac{1}{2} \gamma_z Z_o^2$
 $= 1/2 \cdot 9.81 \cdot 3.33^2 = 54.4 \text{ KN/m}$

Brazo de palanca del empuje hidrostático, $Y_c = 10 + 2 \cdot 3.33/3 = 12.22 \text{ m}$.

En todos los casos se incluirá el empuje hidrostático de la grieta de tensión.

Caso 1, nivel de agua en el pie:

$$F = \frac{C \cdot R^2 \phi}{W_A \cdot d_A + W_B \cdot d_B + P_W \cdot Y_c} = \frac{30 \cdot 22.83^2 \cdot 76.06 \cdot \pi / 180}{41.92 \cdot 18 \cdot 13 + 144.11 \cdot 18 \cdot 4.44 + 54.4 \cdot 12.22} = 0.944$$

Como F es menor a 1, entonces se presenta una falla al corte.

Caso 2, nivel de agua a 6 m. encima del pie:

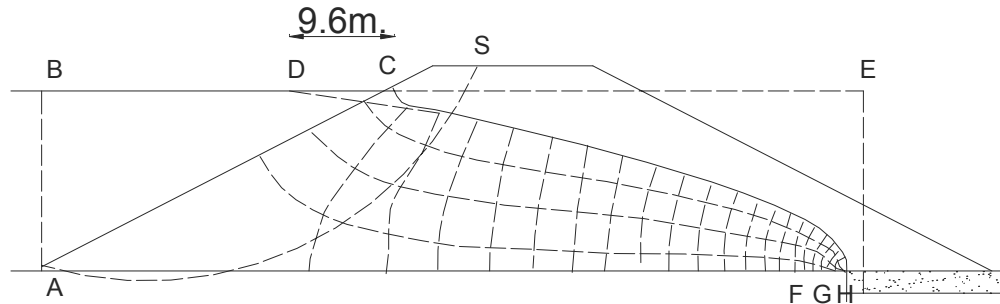
$$\frac{30 \cdot 22.83^2 \cdot 76.06 \cdot \pi / 180}{41.92 \cdot 18 \cdot 13 + 144.11 \cdot (18 - 9.81) \cdot 4.44 + 54.4 \cdot 12.22} = 1.32$$

F mayor a 1, entonces no hay falla.

Ejercicio 2. En la siguiente figura se muestra la sección de una presa de tierra homogénea con una permeabilidad de suelo de $6.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. constrúyase la red de flujo y con ella (a) calculase la cantidad estimada de infiltración.

Primero debe trazarse la superficie freática como en la figura, se traza la línea vertical AB y después se localiza el punto D.

$$\overline{CD} = 0.3, \overline{CB} = 0.3 \cdot 32 = 9.6 \text{ m}$$



Se traza el arco de radio DF para que intersecte a la proyección horizontal de BDC en E. se traza entonces la línea vertical EH; la directriz de la parábola. Ahora se construye la parábola básica con foco en F. se modifica la superficie freática en la cara de entrada para que pase a través de C. pueden trazarse ya las otras líneas de flujo y las equipotenciales: reacuérdesese que todas son básicamente parábolas.

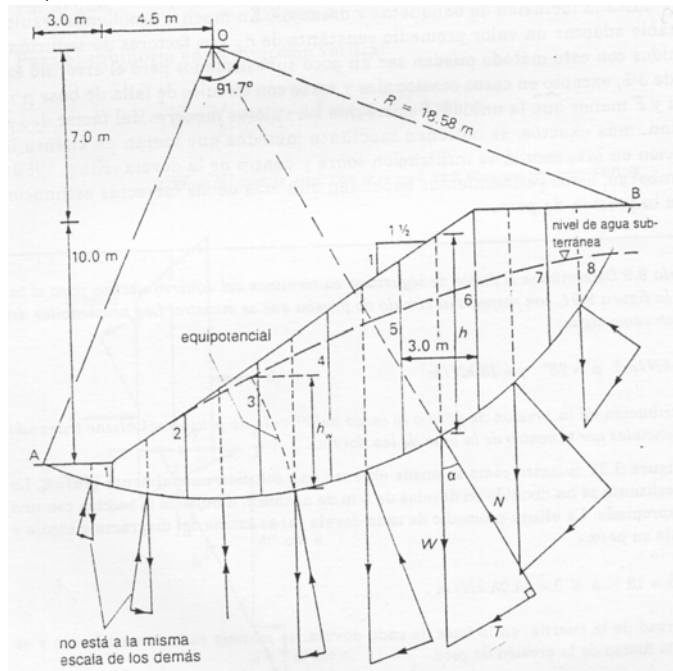
A partir de la red de flujo que se muestra en la figura, $N_e = 22$ $N_f \approx 3.5$.

Por consiguiente la infiltración por la presa es: $q = kH \frac{N_f}{N_e}$

$$q = 6.0 \times 10^{-6} \times 16 \times \frac{3.5}{22}$$

$$15.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{s} = 5.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{hr.}$$

Ejercicio 3. Determinése el factor de seguridad en términos del esfuerzo efectivo para el talud de la siguiente figura, con respecto al círculo de prueba que se muestra. las propiedades del suelo son: $c'=10\text{KN/m}^2$ $\varphi'=28^\circ$ $\gamma=18\text{KN/m}^3$.



La distribución de la presión de poros a lo largo del círculo de prueba se obtiene trazando equipotenciales por el centro de la base de las dovelas. Como muestra la misma figura, donde se aprecia una solución grafica, la masa deslizante se ha dividido en dovelas de 3 m de anchura, dibujando la sección con una escala apropiada. La altura promedio de cada dovela (h) se extrae del diagrama a escala y se calcula su peso.

$$W = \gamma \cdot h \cdot b = 18 \cdot h \cdot 3 = 54 \cdot h \text{ KN/m}$$

La longitud de la cuerda, en la base de cada dovela, se maneja en la misma forma y se calcula la fuerza de la presión de poros.

$$u \cdot l = h_w \cdot 9.81 \cdot l$$

Se traza un triangulo de fuerzas en la base de cada dovela para obtener los valores de N y T , cuyos cálculos son:

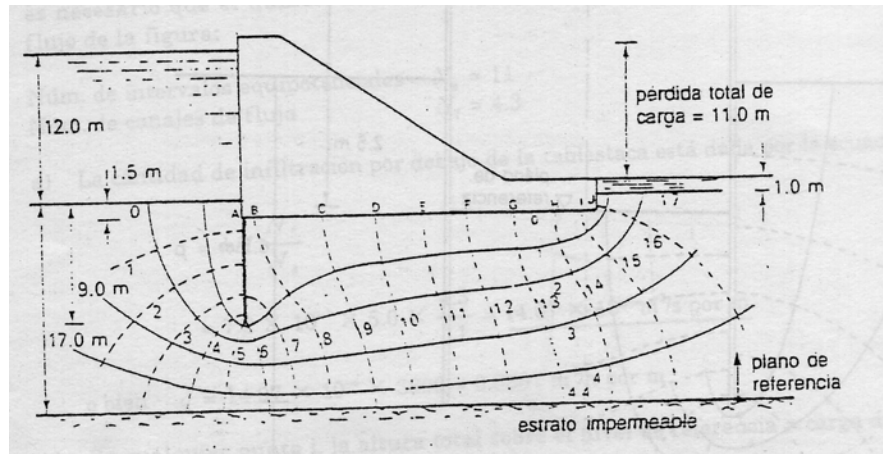
Dovela N°	h(m)	W (KN/m)	H_w (m)	L (m)	N	ul	N'	T
1	0.6	32	0.6	3.2	31	19	12	-8
2	2.4	130	1.7	3.1	128	52	76	-20
3	4.6	248	3.6	3.0	248	106	142	0
4	6.4	346	4.6	3.1	341	140	201	57
5	7.4	400	5.3	3.2	378	166	212	130
6	8.3	448	5.1	3.5	381	175	206	218
7	7.2	389	4.1	3.9	298	157	141	251
8	3.7	246	1.3	6.9	150	88	62	186
							$\Sigma 1052$	814

$$L_{AC} = \theta \cdot R = 91.47 \frac{\pi}{180} 18.58 = 29.7m$$

a partir de la ecuación de la ecuación simplificada 12-10 se tiene:

$$F = \frac{c \cdot L_{AC} + \tan \phi \cdot \sum N'}{\sum T} = \frac{10 \cdot 29.7 + \tan 28^\circ \cdot 1052}{814} = 1.05$$

Ejercicio 4. la siguiente figura muestra la seccion transversal de una presa cimentada sobre un estrato permeable que a su vez, reposa sobre un estrato impermeable. En las cercanias del extremo corriente arriba de la presa se ha instalado una hilera de tablestacas para reducir la cantidad de infiltración. Con la red de flujo trazada: determinar la infiltración por metro si $k=5.2 \times 10^{-5}$ m/s;



la red de flujo que se muestra esta formado por 4.4 canales de flujo y 17 intervalos equipotenciales: entonces: $N_f=4.4$ y $N_e= 17$.

Por lo tanto: $q = kH N_f / N_e = 5.1 \cdot 10^{-5} \cdot 11 \cdot 4.4 / 17 = 1.48 \cdot 10^{-4} m^3 / s / m$

12.7 PROGRAMA DE APLICACIÓN EN ATAJADOS.

Para el diseño de atajados existe el programa “Diseño geométrico y Cálculo de movimiento de Tierra”, de uso sencillo, donde se ingresan los datos de capacidad del atajado, talud del terraplén y datos del rendimiento del tractor.

Ejemplo 1 Los datos se muestran en la siguiente ventana, Para un atajado de $1000 m^3$, del siguiente ejemplo:

La solución del problema se encuentra al apretar CALCULAR, obteniendo todos los datos geométricos del atajado, los volúmenes de corte, el costo total por el uso del equipo, y además un esquema del atado vista en planta y corte. Como muestra la segunda ventana.

Los datos respecto al calculo detallado de atajados se encuentran con mayor amplitud en el libro “Atajados, su diseño y construcción” Bastiaan tammes.

Diseño geométrico y cálculo de movimiento de tierra para atajados

Archivo Acerca de






Volumen de diseño (Vd) 1'000.00 m³
 Altura de diseño (Hd) 2.00 m
 Altura muerta (Hm) 0.30 m
 Talud int. (m=1/H) 2.00
 Talud ext. (n=1/h) 1.50
 Pend. terreno % (P) 10.00 %
 Esponjamiento (ϕ) 1.15
 Angulo de esquina (β) 20.00 °
 Coronamiento (C) 1.00 m
 Ancho de la base (a) 15.00 m
 Espesor del desbroce (z) 0.05 m
 Rendimiento tractor/hora 70.00 m³/hr
 Costo tractor/hora 60.00 \$us/hr

 **Calcular**

TALUD EXTERIOR



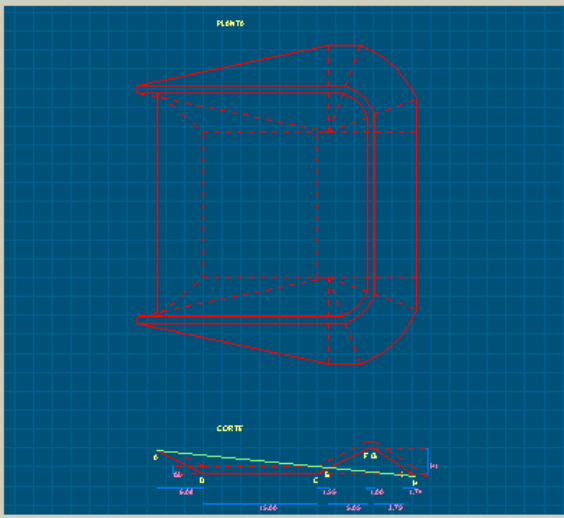
Esponjamiento de arcilla

**Ventana 1, Ingreso de datos del programa
“Diseño geométrico y Cálculo de movimiento de Tierra”,**





Resultados

Volumen de diseño (Vd) 1000.00 m³
 Altura de diseño (Hd) 2.00 m
 Altura muerta (Hm) 0.30 m
 Altura total (Ht) 3.30 m
 Talud int. (m=1/H) 2.00
 Talud ext. (n=1/h) 1.50
 Pend. terreno (P) 10.00 %
 Esponjamiento (ϕ) 1.15
 Angulo de esquina (β) 20.00 °
 Coronamiento (C) 1.00 m
 Ancho de la base (a) 15.00 m
 Espesor del desbroce (z) 0.05 m
 Rendimiento tractor/hora 70.00 m³/hr
 Costo tractor/hora 60.00 \$us/hr

Largo de la base (b) 19.29 m
 Volumen muerto (Vm) 93.14 m³
 Volumen corte (Vc) 780.64 m³
 Volumen corte/esp. (Vce) 897.73 m³
 Volumen terraplen (Vt) 902.56 m³
 Incremento. exc. (Δ b) 0.93 m
 Total exc.-desbroce (Δ b) 0.98 m
 Diagonal del terreno (a*) 15.07 m
 Diagonal del terreno (A*) 6.11 m
 Diagonal tot.terr. (a*+A*) 21.18 m
 Volumen desbroce (Vb) 68.30 m³
 Volumen corte/desbr(Vcb) 848.94 m³
 Área de la base (a.b) 289.40 m²
 Longitud terraplen lateral (LI) 25.25 m
 Altura/rell. talud corte(ha) 0.00 m
 Base del área aux(k) 0.00 m
 Vol. aux. talud. corte.(Vk) 0.00 m³
 Horas tractor 12.13 hr
 Costo excavación - desb. 727.66 \$us








COORDENADAS CORTE			COORDENADAS TERRAPLEN		
PUNTO	X	Y	PUNTO	X	Y
Punto A	-6.08	2.11	Punto E	1.55	-0.16
Punto B	16.55	-0.16	Punto F	6.60	2.37
Punto C	15.00	-0.93	Punto G	7.60	2.37
Punto D	0.00	-0.93	Punto H	13.12	-1.31
			Punto I	11.39	-0.16

 Imprimir
  Zoom
  Normal
  Salir

**Ventana 2, Resultados del programa
“Diseño geométrico y Cálculo de movimiento de Tierra”,**

12.8 BIBLIOGRAFIA.

-  Diseño de pequeñas Presas, U.S. Bureau of Reclamations.
-  Atajados su Diseño y Construcción, Bastiaan Tammes.
-  Fundamentos de Mecánica de Suelos, R. Whitlow, 1ra edición en español, Mexico.
-  Estructuras Hidráulicas, P. Novak, segunda edición, Mc Graw Hill, Colombia.
-  Irrigation Design Standard, KP-02, Headworks, Dirección General del Desarrollo de Recursos Hídricos ministerio de trabajos publicos. 1986.