

Capítulo 8

Presas de material del lugar

8.1. Aspectos generales sobre las presas de material del lugar

Las presas de material del lugar son las más versátiles respecto a las condiciones físicas de implantación (geológico-geotécnicas, topográficas, climáticas, sísmicas) y, por cierto, las más económicas cuando en el entorno del sitio de implantación se cuenta con los volúmenes necesarios del material. Entre las presas de material del lugar las más confiables y económicas son las presas de enrocado.

De hecho, la presa de material del lugar no constituye opción válida si no se cuenta en las cercanías del sitio de presa con los volúmenes suficientes de los materiales requeridos.

Las presas de material del lugar, dependiendo de los materiales de su perfil, de los elementos impermeabilizantes y del método constructivo se dividen en varios tipos. Los principales tipos se indican en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1
Principales tipos de presas de material del lugar

Tipo de presa	Características específicas
Presa de relleno compactado de tierra.	Suelos desde arcillosos hasta gravas se colocan y compactan en seco o bajo agua.
Presa de relleno hidráulico de tierra	Suelos desde arcillosos hasta gravas se colocan por procedimientos hidromecánicos, formando un relleno hidráulico.

Tipo de presa	Características específicas
Presas de piedra - tierra	El material del cuerpo de la presa es de granulometría gruesa, en tanto que los elementos impermeabilizantes son de arcilla a arena fina.
Presas de enrocado	El material del cuerpo de la presa es de granulometría gruesa, en tanto que los elementos impermeabilizantes son de material sintético o de combinación material de lugar + inyecciones de cemento, etc.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

A partir de la Tabla 8.1, el tipo de presa cabe adoptar en función de las condiciones geológico-geotécnicas y topográficas del macizo de cimentación y de las laderas, así como de las condiciones hidrológicas y climáticas de la zona, magnitud de la carga de agua, volúmenes disponibles de los materiales del lugar, sismicidad de la zona, esquema general de la organización y ejecución de la construcción, particularidades del desvío de los caudales de construcción, plazos de entrada en operación y condiciones de operación de la presa.

El tipo y características constructivas de la presa se deben adoptar sobre la base de la comparación técnico-económica de variantes en las que se considere las tecnologías de construcción, así como el esquema general de implantación del sistema fluvial. Las variantes comparadas deben tener un grado similar de acabado y confiabilidad. Para construir una presa de material del lugar es necesario prever la utilización de los materiales obtenidos de las excavaciones y de canteras cercanas.

Implantar presas de material del lugar es posible tanto en macizos rocosos como no rocosos.

En el proyecto de la presa es necesario incluir un componente con el diseño del sistema de control y monitoreo a fin de realizar constataciones del trabajo y operación de la construcción, tanto en periodo de

construcción como en el de operación. Especial interés tiene el control de la posición de la línea piezométrica del flujo de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación.

Para el diseño de una presa de material del lugar es necesario determinar las características de los materiales del lugar que se tiene previsto colocar en el cuerpo de la presa. De estas características las principales son las siguientes:

- Constitución granulométrica.
- Densidad del material ρ .
- Densidad de las partículas sólidas del material ρ_s .
- Humedad del material W
- Densidad del material seco ρ_d , para los suelos no cohesionados también las densidades en estado compacto límite ρ_{dmax} y en estado suelto límite ρ_{dmin} , el coeficiente de compactación k_{com} .
- Humedad óptima W_{opt} y la densidad óptima del suelo seco $\rho_{d,opt}$. Para los suelos arcillosos estas magnitudes son determinadas considerando los tipos concretos de los mecanismos de compactación.
- Los límites de Atterberg para los suelos arcillosos (límite líquido y límite plástico) y en caso de necesidad la capacidad de humedad molecular W_m , así como la constitución mineralógica de las partículas arcillosas (contenido porcentual de los minerales caolinita, montmorilonita, hidrómicas).
- Indicadores de corte: ángulo de fricción interna ϕ , cohesión específica c .
- Indicadores de deformabilidad: módulo de deformación E , coeficiente de Poisson, coeficiente de compactación.
- Indicadores de expansibilidad y colapso de las arcillas.
- Coeficiente de filtración.
- Indicadores de la resistencia de filtración del suelo: gradientes críticos del flujo de filtración, para desplazamiento local J_{cru} , para tubificación J_{crt} , para erosión de contacto J_{erc} .

Los valores normativos y de cálculo de las características de los suelos (densidad, resistencia, deformabilidad, filtración) cabe determinar a través del procesamiento estadístico de los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio.

8.2. Presas de relleno compactado de tierra

8.2.1. Clasificación

Las presas de tierra, por las características constructivas de su perfil, así como de los elementos impermeabilizantes del cuerpo de la presa y del macizo de cimentación se clasifican en los tipos identificados en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2
Tipos de presas de tierra por el perfil y por los elementos impermeabilizantes de la presa y del macizo de cimentación

Elemento de la presa	Tipo de presa
Cuerpo de la presa	Homogénea (Figura 8.1a) No homogénea (Figura 8.1b y c), con pantalla de material sintético (Figura 8.1d) Con núcleo de material del lugar (Figura 8.1e) Con diafragma sintético (Figura 8.1f)
Elementos impermeabilizantes en el macizo de cimentación	Con pantalla de material del lugar (Figura 8.1g) Con dentellón (Figura 8.1h) Con cortina de impermeabilización (Figura 8.1i) Con tablestaca, pared impermeabilizante (Figura 8.1j) Con carpeta (Figura 8.1k)

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

En el diseño de presas de relleno compactado de tierra cimentadas sobre suelo, se debe preferir las presas homogéneas, así como a las presas con elemento impermeabilizante de material del lugar (prisma, núcleo, pantalla).

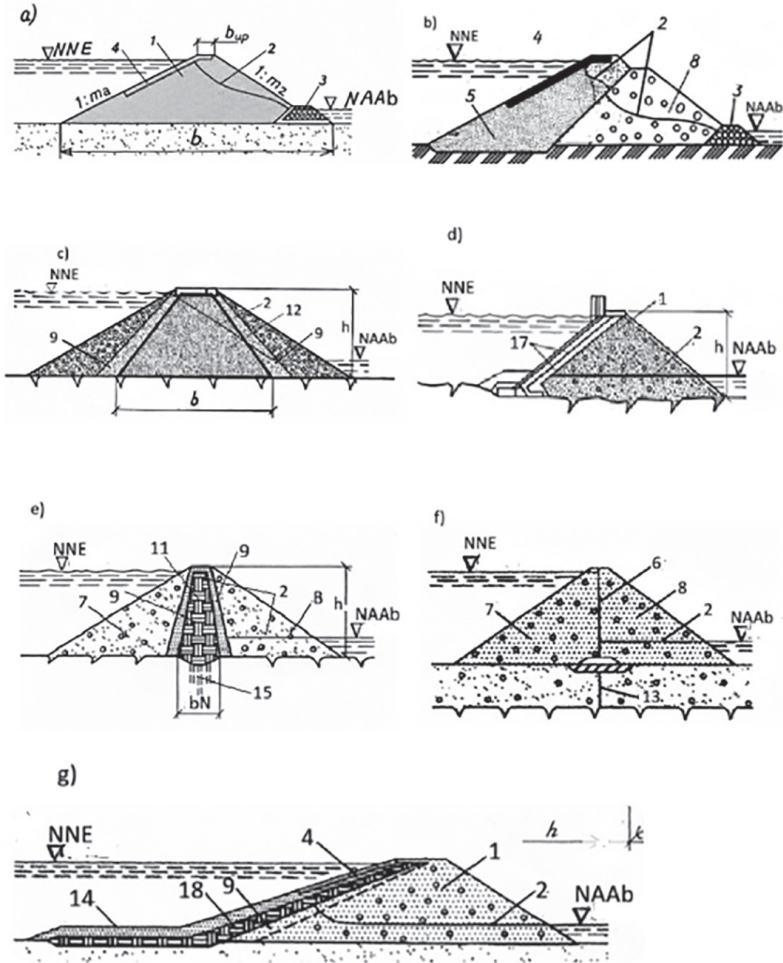


Figura 8.1. Tipos de presas de relleno compactado de tierra.

1- cuerpo de la presa; 2- línea piezométrica; 3- drenaje; 4- protección del talud; 5- prisma impermeabilizante superior; 6- diafragma; 7- prisma superior; 8- prisma inferior; 9- capas de transición; 10- pantalla de materiales sintéticos; 11- núcleo de material del lugar; 12- prisma central impermeabilizante de material del lugar; 13- pared o tablestaca; 14- carpeta; 15- cortina inyectada de impermeabilización de cemento; 16- dentellón; 17- capa bajo la pantalla; núcleo de material del lugar. Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

8.2.2. *Condiciones del material de la presa*

Las presas de tierra compactada pueden ser construidas con cualquier tipo de suelo de granulometría fina a excepción de los siguientes:

- Con contenido de sales solubles de cloro más del 5 % en masa y sales de azufre en más del 10 %.
- Con contenido de material orgánico no totalmente descompuesto (por ejemplo, residuos de plantas) en más del 5 % en masa o contenido de material orgánico totalmente descompuesto, pero en estado amorfo, más del 8 % en masa.

Para conformar los elementos impermeabilizantes del cuerpo de la presa y del macizo de cimentación (pantalla, núcleo, dentellón, carpeta) cabe utilizar materiales débilmente permeables. Para seleccionar estos suelos debe considerarse:

- Los más convenientes son los suelos arcillosos con coeficiente de filtración $K \leq 0,1 \text{ m/día}$, con número plástico $I_p \geq 0,05$ (con la correspondiente justificación $I_p \geq 0,03$), así como mezclas artificiales de suelos con contenido de arcillosos, y de granulometría gruesa; el contenido de los componentes de una combinación de suelos cabe determinar a partir de investigaciones y ensayos constructivos de campo y seleccionar como resultado de la comparación técnico- económica de alternativas.

Los suelos arenosos (finos, medios y gruesos) pueden ser utilizados en las presas pequeñas y en las presas con prisma impermeabilizante central o superior, siempre y cuando esté asegurada la resistencia a la filtración del relleno de la presa y la magnitud del caudal de filtración a través del cuerpo de presa sea permisible con relación al balance hídrico del sistema.

8.2.3. *Taludes y cresta o corona de la presa*

La pendiente de los taludes de la presa se determina a partir de las condiciones de estabilidad al deslizamiento y considerando:

- Las características físico-mecánicas del suelo de la presa y del macizo de cimentación, en caso de que este no sea rocoso o semirocoso.
- Las fuerzas que actúan sobre el talud: peso propio del material del cuerpo de la presa, fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, fuerzas inerciales, incluidas las sísmicas, fuerzas externas sobre el talud.
- Alto de la presa.
- Proceso constructivo de la presa.
- Condiciones de operación.
- Propiedades del material y particularidades constructivas de los elementos impermeabilizantes y el carácter de sus sollicitaciones sobre los prismas de apoyo de la presa.
- Para dimensionamiento preliminar es permisible adoptar el valor de los coeficientes de talud, aguas arriba m_1 y aguas abajo m_2 a partir de información análoga de presas construidas, con la subsiguiente verificación basada en el análisis de estabilidad de taludes. En la Tabla 8.3 se consiguen valores referenciales de los coeficientes de talud de presas de tierra.

Tabla 8.3
Valores referenciales de los coeficientes de talud m_1 y m_2
para presas de relleno compactado de tierra

Alto de la presa, m	Coeficiente del talud (ctga)	
	Aguas arriba	Aguas abajo
<5	2,0-2,50	1,5-1,75
5-10	2,25-2,75	1,75-2,25
10-15	2,5-3,0	2,0-2,5
15-50	3,0-4,0	2,5-4,0
>50	4,0-5,0	4,0-4,5

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

- En los taludes por lo general deben incluirse bermas, en un número determinado en función del alto de la presa, condiciones del proceso constructivo, tipo de protección del talud y su estabilidad general. Las bermas deben ser previstas: *en el talud aguas arriba*, en el límite inferior de la protección del talud, como apoyo de este; *en el talud aguas abajo*, para vías de servicio, para recolectar y evacuar las aguas lluvias, para mantenimiento del talud, para ubicar la instrumentación de observación y monitoreo de la presa. El ancho de la cresta o corona de la presa se debe determinar dependiendo de las condiciones del proceso constructivo y de operación (utilización de la cresta como parte de una carretera o como vía peatonal), pero, preferentemente, no menor a 4,5 metros.
- La cota o nivel de la cresta debe ser determinada sobre la base del cálculo de su sobreelevación sobre los niveles característicos del agua en el embalse, nivel normal de embalse NNE y nivel forzado de embalse NFE. Para los dos casos la sobreelevación h_s se determina con la ecuación:

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run(x\%)} + a \quad (8.0)$$

Donde:

$h_{run(x\%)}$: alto del recorrido de la ola de agua de probabilidad $x\%$, en el talud aguas arriba.

Δh_{set} : alto del impulso de la ola de agua en el talud aguas arriba.

a : reserva de la sobreelevación del nivel de la cresta de la presa, es la mayor de las magnitudes $a = 0,5 m$ y $a = 0,1h_x \%$.

$x\%$: probabilidad de ocurrencia del viento en el embalse igual a 1 %, para sobreelevación h_s , respecto al nivel normal de embalse NNE y 2 % para sobreelevación h_s , respecto al nivel forzado de embalse NFE.

$h_x \%$: alto de ola para velocidad del viento con probabilidad de ocurrencia $x\%$.

De los dos resultados obtenidos se adopta el mayor nivel de la cresta de la presa.

El alto del impulso de la ola de agua Δh_{set} se determina por aproximaciones sucesivas de la ecuación:

$$\Delta h_{set} = K_{\omega} \frac{v_{\omega}^2 L}{g(d+0,5\Delta h_{set})} \cos \alpha_{\omega} \quad (8.1)$$

Donde:

g : aceleración de la fuerza de gravedad.

V_{ω} : velocidad del viento de la probabilidad de ocurrencia dada, m/s.

K_{ω} : coeficiente que puede ser asumido igual a 2,1 para velocidades del viento de hasta 20 m/s.

α_{ω} : ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del embalse; para análisis preliminar puede ser asumido 0° .

d : profundidad de agua en el embalse junto a la presa.

L : longitud de aceleración de las olas, es decir la longitud del embalse en la dirección del viento, se determina en el plano del embalse, m .

El alto del recorrido de la ola en el talud $h_{run(x\%)}$ para análisis preliminar puede ser obtenido del siguiente gráfico, como función de la velocidad del viento y de la longitud dada de recorrido de la ola.

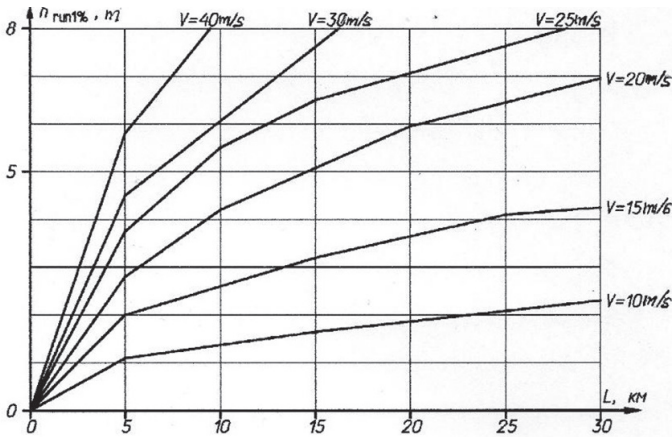


Figura 8.2. Gráfico para determinar la altura del recorrido de la ola sobre el talud.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

De lo descrito anteriormente se desprende que la variable aleatoria, a partir de la cual se determina la sobreelevación de la cresta de la presa, es la velocidad del viento.

8.2.4. Protección de taludes

Los taludes de las presas de relleno compactado de tierra es necesario protegerlos con elementos especiales que son calculados tomando en cuenta la acción las olas, flujo del agua, variación del nivel del agua, lluvias, viento y otros factores que pueden afectar el talud (fauna terrestre, hinchamiento de la arcilla y otros).

Para proteger el talud aguas arriba, generalmente se pueden adoptar las siguientes protecciones:

- Relleno de piedra
- Placas o losas de hormigón y hormigón armado, monolíticas o prefabricadas, con armado común o pretensado
- Hormigón asfáltico
- Gaviones
- Cobertura vegetal
- Terrocemento con piedra y asfalto

La protección del talud aguas abajo cabe adoptar en función del material del que está construido el prisma inferior de la presa, con el objetivo de proteger al talud frente a la acción de los agentes atmosféricos y de la fauna terrestre. Cuando el talud aguas abajo está constituido de suelos arenosos o arcillosos, generalmente se adopta como elemento protector cobertura vegetal con pasto de 0,2 a 0,3 metros o relleno de piedra o grava 0,2 metros u otros tipos de protecciones aligeradas.

8.2.5. Criterios generales para el diseño de las presas de material del lugar

Para diseñar las presas de material del lugar con nivel de importancia I y II, es necesario cumplir al menos los siguientes grupos de análisis, para combinaciones básica y especiales de fuerzas:

- Análisis de filtración que incluye: a) análisis de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca; b) construcción de la línea piezométrica del flujo de filtración; c) determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de filtros invertidos, drenajes y zonas de transición granulométrica.
- Análisis de estabilidad de los taludes de la presa, de la pantalla de impermeabilización y de su capa protectora.
- Análisis del estado tensión deformación.
- Análisis de deformaciones y determinación de los asentamientos en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no se trate de roca o semiroca.
- Determinación de los desplazamientos horizontales.
- Diseño de la protección de taludes.

Los grupos de análisis enumerados deben ejecutarse para todas las secciones transversales características de la presa.

En los casos de presas con nivel de importancia III y IV es suficiente realizar los siguientes grupos de análisis para combinaciones normal y especiales de fuerzas:

- Análisis de filtración que incluye: a) análisis de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca; b) construcción de la línea piezométrica; c) determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de filtros invertidos, drenajes y zonas de transición granulométrica.
- Análisis de estabilidad de los taludes de la presa, de la pantalla de impermeabilización y de su capa protectora.

- Análisis de deformaciones y determinación de los asentamientos en el cuerpo de la presa y en suelo de cimentación cuando no sea roca o semiroca.
- Diseño de protección de taludes.

8.2.6. Elementos constructivos más importantes de una presa de tierra

En las siguientes figuras se presentan esquemáticamente los principales elementos constructivos que forman parte de la sección transversal de una presa de tierra.

8.2.6.1. Implantación de una presa de tierra en la topografía del tramo seleccionado del río

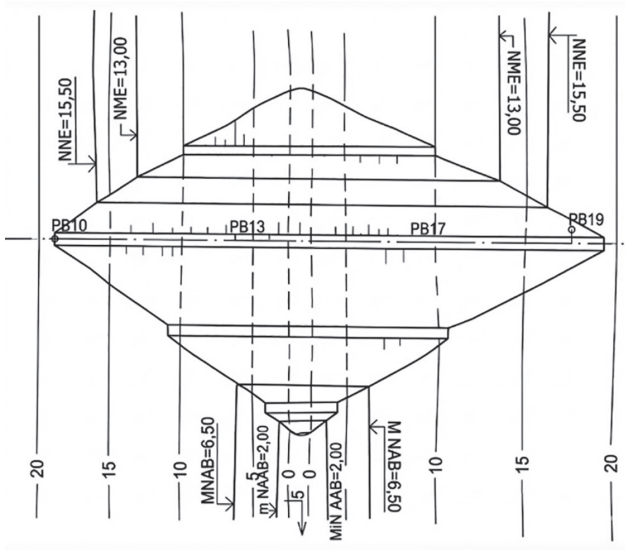


Figura 8.3. Esquema en planta de los principales elementos para implantar la sección transversal de una presa de tierra.

BM- punto de referencia topográfico; NNE- nivel normal de embalse; NME- nivel muerto de embalse; MNAB- máximo nivel del agua en el tramo aguas abajo; NAAB- mínimo nivel del agua en el tramo aguas abajo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

8.2.6.2. Cresta o corona de la presa

Como se ha establecido, las presas de tierra tienen sección transversal trapezoidal. La corona o cresta de una presa de tierra se ubica de tal manera que se encuentre sobre el NNE y el NFE a una distancia o borde libre algo mayor al alto del desplazamiento de las olas sobre el talud aguas arriba. El ancho de la corona o cresta, en la mayoría de los casos corresponde al ancho normativo de la vía que la atraviesa. En todo caso el ancho mínimo generalmente es de 4,5 metros.



Figura 8.4. Vía en la corona de una presa de material del lugar.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

El borde libre de la presa respecto al NNE y al NFE en consecuencia depende de la altura de las olas que a su vez dependen de la velocidad del viento y de la longitud de desarrollo de la ola sobre el embalse; en consecuencia, para definir el borde libre t es necesario adoptar la probabilidad de ocurrencia de la velocidad del viento; con frecuencia se adopta la probabilidad de 0,5 % para determinar el borde libre respecto al NNE y del 1 % para determinar el borde libre respecto al NFE. Finalmente se adopta la opción que origine la mayor cota de la corona.

Para determinar el borde libre existen varias ecuaciones deducidas en la hidráulica de olas. Para dimensionamiento preliminar del borde libre se pueden aplicar las siguientes ecuaciones empíricas:

Altura de la ola c :

$$C = 0,0208 V_{viento}^{\frac{5}{4}} L^{\frac{1}{3}} m \quad (8.2)$$

$$c = 0,073 V_{viento} m \quad (8.3)$$

Donde:

V_{viento} : velocidad del viento de determinada probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno, m/s.

L : longitud de formación de la ola, km.

Borde libre t :

$$t = 3,2c \operatorname{tg} \alpha \quad (8.4)$$

$$t = c \frac{0,565}{\sqrt{n}} \operatorname{tg} \alpha \quad (8.5)$$

Dónde:

n : coeficiente de rugosidad de Manning del material del talud aguas arriba de la presa.

α : ángulo de inclinación del talud aguas arriba, respecto a la horizontal.

8.2.6.3. Esquemas de protección de los taludes de una presa de tierra

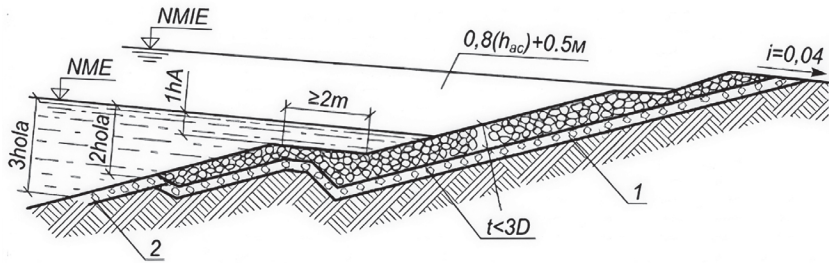


Figura 8.5. Esquema de protección del talud con enrocado (piedra)

1- filtro invertido; 2- grava (espesor de la capa 0,3 metros); t- espesor de la capa de piedra; D- diámetro de la piedra; h_{ola} - altura de la ola de diseño; $(0,8h_{ola} + 0,5m)$ - elevación del borde superior de la protección sobre el NNE; $2h_{ola}$ - profundización del borde inferior de la protección bajo el NME.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.



Figura 8.6. Esquema de protección de piedra.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.



Figura 8.7. Esquema de protección con losas de hormigón armado.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

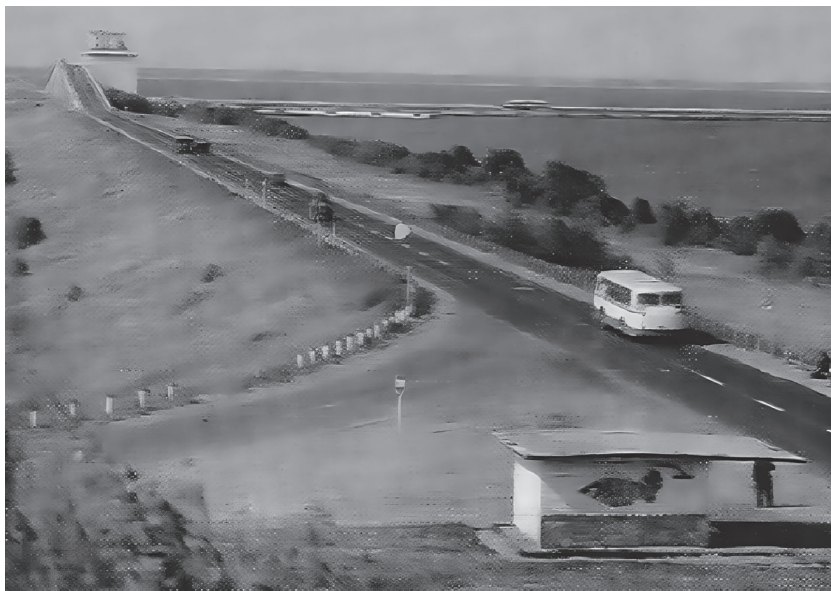


Figura 8.8. Esquema de protección con cobertura vegetal.

Fuente: Soboll, S. V., Ezhkov, A. N. y Soboll, I. S., Estructuras de los sistemas hidráulicos fluviales, NNGASU, 2018.

8.2.6.4. *Drenaje y filtro invertido al pie del talud aguas abajo*

Funciones del drenaje de una presa de material del lugar:

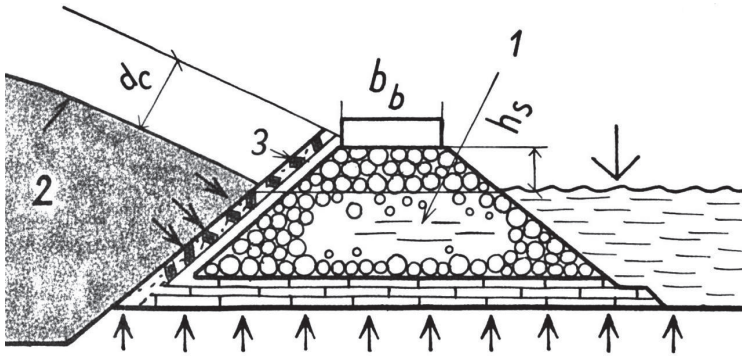
- Permitir la evacuación organizada hacia el tramo aguas abajo, del agua que filtra a través de la presa y del macizo de cimentación.
- Permitir el descenso de la línea piezométrica del flujo de filtración, a fin de incrementar la estabilidad del talud aguas abajo de la presa.
- Incrementar la estabilidad del talud aguas abajo, en caso de descenso brusco del nivel de agua en el embalse.

Función del filtro invertido: elemento de transición granulométrica que evita la fuga de las partículas del relleno de la presa a través de los poros del drenaje (los elementos de diseño de los filtros invertidos se analizan en el apartado 8.3):

- El filtro invertido se prevé en el contacto del drenaje con relleno drenado de la presa y/o el suelo de cimentación.
- La estructura granulométrica de un filtro invertido de material del lugar se determina en función de la granulometría del suelo protegido y del filtro.
- Se utilizan también filtros de material sintético poroso.

En las siguientes figuras se muestran los dos esquemas más difundidos del drenaje superficial al pie del paramento aguas abajo de una presa de tierra (drenaje trapezoidal y drenaje de capa) y del drenaje tubular ubicado en la base de la presa a determinada distancia de su paramento aguas abajo.

a) Drenaje trapezoidal.



b) Drenaje de capa.

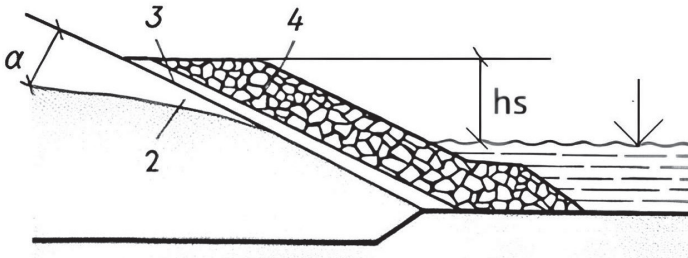


Figura 8.9. Drenaje trapezoidal y de capa.

1- Drenaje trapezoidal; 2- línea piezométrica; 3- filtro invertido; 4- drenaje de capa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

La sobreelevación h_s de la corona del drenaje sobre el más alto nivel de agua aguas abajo debe ser no menor a 0,5 metros. El ancho de la corona del drenaje trapezoidal debe ser no menor a 1 m. El espesor del drenaje de capa con el filtro invertido t debe ser no menor a:

$$t = 5d_{s,85} + t_f \quad (8.6)$$

Donde:

$d_{s,85}$: diámetro de las partículas que, juntamente con las de menor diámetro representan el 85 % de la masa total del drenaje de capa.
 t_f : espesor del filtro invertido (no menor a 0,2 m).

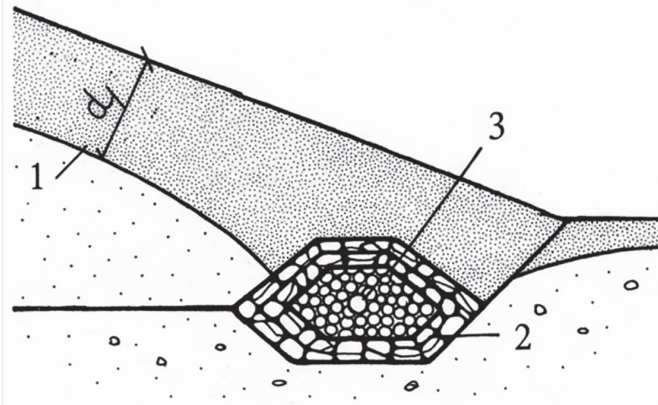


Figura 8.10. Drenaje tubular.

1- Línea piezométrica; 2- filtro invertido; 3- tubo perforado.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Un drenaje tubular está constituido de tubos perforados de hormigón o polietileno, cubiertos de filtro invertido. El diámetro de los tubos es no menor a 200 mm. A lo largo del drenaje se instalan pozos de revisión, considerando el relieve y la pendiente de los tubos.

8.3. Interacción del flujo de filtración con el relleno de la presa y el suelo de cimentación

8.3.1. Fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración: fuerza de empuje hidrodinámico y fuerza de filtración

En la Figura 8.11 se presenta la unidad de volumen de un suelo (del relleno de la presa y del macizo natural de cimentación), ubicada en el entorno del punto m , bajo la línea piezométrica del flujo de filtración.

A través de dicha unidad de volumen se identifica la línea de flujo s que pasa por el punto m , siendo la recta TT tangente a la línea de flujo identificada. La fuerza específica (por unidad de volumen de suelo) de acción hidrodinámica aplicada por el flujo de filtración al esqueleto del suelo puede estar direccionada como se indica en la Figura 8.10.

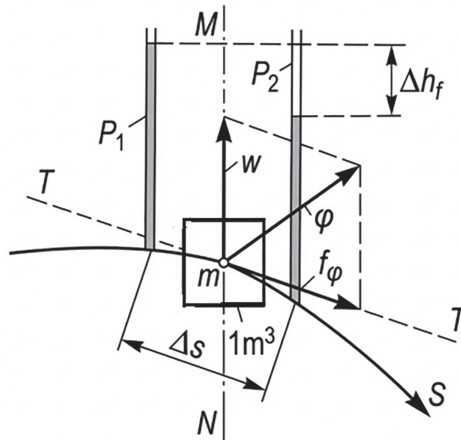


Figura 8.11. Componentes f_φ y w de la fuerza específica de acción hidrodinámica φ del flujo de filtración.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

En la Figura 8.11 la fuerza específica de acción hidrodinámica φ ha sido descompuesta en sus componentes, en dirección de la tangente TT y en dirección de la vertical MN . De esta manera se obtienen dos componentes de la fuerza específica de acción hidrodinámica: el componente vertical w , al que se denomina fuerza específica de empuje hidrodinámico y el componente tangencial a la línea de flujo (en el punto dado m), al que se denomina fuerza específica de filtración f_φ .

La fuerza w numéricamente es igual a la fuerza de empuje al suelo en agua en reposo (fuerza de Arquímedes):

$$w = (1 - n)\gamma_o \tag{8.7}$$

Donde:

n : porosidad del suelo.

γ_o : peso específico del agua.

La fuerza f_ϕ :

$$f_\phi = J \gamma_o \quad (8.8)$$

Donde:

J : gradiente piezométrica del flujo de filtración en el punto m .

$$J = J_H = \frac{\Delta h_f}{\Delta S} \quad (8.9)$$

Donde:

J_H : gradiente hidráulica.

Δh_f : pérdida de carga en la longitud ΔS .

ΔS : distancia elemental identificada a lo largo de la línea de flujo.

En consecuencia, respecto a las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, podemos concluir que:

- En la unidad dada del volumen de agua ubicado bajo la línea piezométrica actúa desde el flujo de filtración la fuerza de filtración f_ϕ , en dirección de la línea de flujo.
- También actúa la fuerza de empuje hidrodinámica w dirigida verticalmente hacia arriba.
- El valor de la fuerza de filtración f_ϕ puede ser determinado sobre la base de parámetros de la teoría de la filtración, puesto que ellos permiten determinar la gradiente piezométrica J requerida en la ecuación (8.8).

Para aclarar la posibilidad del surgimiento de macrodeformaciones del suelo, o sea la posibilidad de desplazamientos relativamente grandes del suelo, se puede operar con las fuerzas w y f_ϕ . Para el efecto, resulta cómodo y objetivo considerar la unidad de volumen del suelo ubicado bajo la línea piezométrica (Figura 8.11).

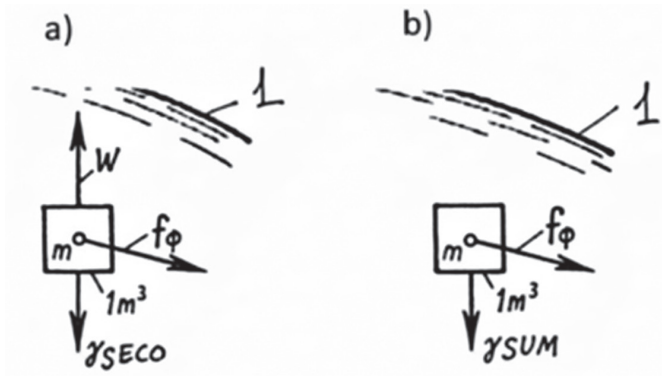


Figura 8.12. Fuerzas actuantes sobre 1 m³ de suelo bajo línea piezométrica.

1- línea piezométrica.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Sobre esta unidad del suelo actúan tres fuerzas volumétricas: la fuerza del peso específico del suelo (γ_{seco}), la fuerza específica de empuje hidrodinámico (w) y la fuerza específica de filtración (f_φ).

Las dos fuerzas verticales (w y γ_{seco}) puede ser sumadas, de esta manera, en lugar del esquema de la Figura 8.12, a se obtiene el esquema de cálculo de la Figura 8.12, b, que se caracteriza por la presencia únicamente de dos fuerzas volumétricas, f_φ (ecuación 8.8) y:

$$\gamma_{sum} = \gamma_{seco} - w \tag{8.10}$$

Reemplazando en la ecuación anterior el valor de w de acuerdo a la ecuación (8.7) se obtiene:

$$\gamma_{sum} = \gamma_{seco} - (1 - n)\gamma_o \tag{8.11}$$

De esta manera, para analizar las macro deformaciones del suelo saturado por agua en movimiento, cabe considerar al suelo ubicado bajo la línea piezométrica como suelo sumergido con peso específico γ_{sum} . Complementariamente se debe considerar que a cada unidad de volu-

men de dicho suelo está aplicada la fuerza f_{ϕ} , que actúa en dirección de la velocidad de filtración.

8.3.2. Resistencia a la filtración de las presas de material del lugar y del suelo de cimentación. Gradientes de control

A la capacidad del suelo (del esqueleto del suelo) de resistir a las deformaciones por filtración (tubificación, desplazamiento local, transporte) se la puede denominar resistencia del suelo a la filtración.

Cabe distinguir:

- Resistencia normal del suelo a la filtración, que puede ser superada en los sitios críticos previamente identificables en el perfil transversal de la presa, por causas conocidas; en consecuencia, la resistencia normal puede ser también cuantificada durante el análisis para el diseño, a través de cálculos basados en las normas y procedimientos de la mecánica. Ejemplos de superación de la resistencia normal a la filtración son los siguientes: a) en el sector conocido de salida de flujo de filtración en el talud aguas abajo, donde puede tener lugar desplazamiento local o tubificación; b) en el contacto entre un suelo de granulometría fina con otro de granulometría gruesa, sea en el macizo natural de cimentación o en el relleno de la presa, donde puede presentarse una intensa tubificación debida a un flujo de filtración con parámetros unívocamente definidos. En consecuencia, a través del diseño correcto es posible asegurar la resistencia normal a la filtración.
- Resistencia casual (aleatoria) del suelo a la filtración, que puede ser superada en unos u otros sitios previamente no identificables en el perfil longitudinal de la presa, con la particularidad que las condiciones para el análisis de esta resistencia tienen carácter aleatorio. Los siguientes son ejemplos de estados de la estructura hidráulica que condicionan una posible superación de la resistencia casual a la filtración: i) en el proceso de construcción, en algún tramo desconocido de la presa de tierra

(en algunos casos de considerable extensión), debido a causas aleatorias el relleno pudo no haber sido cuidadosamente colocado; ii) durante el proceso de operación de la presa tuvieron lugar asentamientos no uniformes peligrosos no previstos, en la presa y/o en el suelo de cimentación, con la particularidad de que en el cuerpo de la presa se han abierto vías de filtración concentrada; iii) como consecuencia de la actividad vital de la fauna que habita bajo la superficie del terreno se han formado vías de filtración concentrada.

La resistencia normal a la filtración, al igual que la casual, puede ser general (cuando se considera la imposibilidad de destrucción de toda la estructura o de gran extensión de esta) o local (cuando se consideran daños locales de la estructura).

Como complemento a lo anotado, cabe identificar los tipos de posible daño en el cuerpo de la presa causado por la filtración del agua:

- Que admiten ser determinados a través de las leyes y procedimientos de la mecánica (deslizamiento total del talud de la presa de material del lugar, por acción de las fuerzas de gravedad y filtración; desplazamiento local del suelo, que es el deslizamiento de volúmenes relativamente pequeños, producido por las fuerzas de filtración).
- Que no admiten su determinación a través de las leyes y procedimientos de la mecánica, son alteraciones de carácter casual (aleatorio).

El flujo de filtración más peligroso y no permisible en el cuerpo de la presa o en el suelo de cimentación es el que se desarrolla en los espacios de filtración concentrada.

En la Figura 8.13 se presenta el perfil transversal de una presa de material del lugar; en este gráfico, l es determinada longitud media de recorrido del flujo de filtración, desde el talud aguas arriba, hasta el drenaje o hasta el talud aguas abajo, cuando el drenaje no está previsto. Para no permitir que sea superada la resistencia casual a la filtración de

la presa o de su base natural de cimentación, la longitud l debe ser suficiente a fin de que se cumpla la condición:

$$J_c \leq J_{cp} \quad (8.12)$$

Donde:

J_c : gradiente de control que es la gradiente piezométrica (gradiente de carga) del flujo filtración, con la que se controla la resistencia casual a la filtración, igual a cierta gradiente media para todo el campo de filtración considerado.

J_{cp} : valor permisible de J_c , igual a su valor crítico J_{CCR} dividido por un coeficiente de seguridad k_s y definido (el valor crítico) del análisis estadístico de información relativa, proveniente de presas modernas que trabajan normalmente en el mundo.

Para el análisis de la resistencia casual a la filtración con la ecuación (8.12), se considera independientemente el cuerpo de la presa y su base natural de cimentación (Figura 8.12); en la figura, la línea de flujo convencional AB , divide todo el campo de filtración en las dos partes mencionadas.

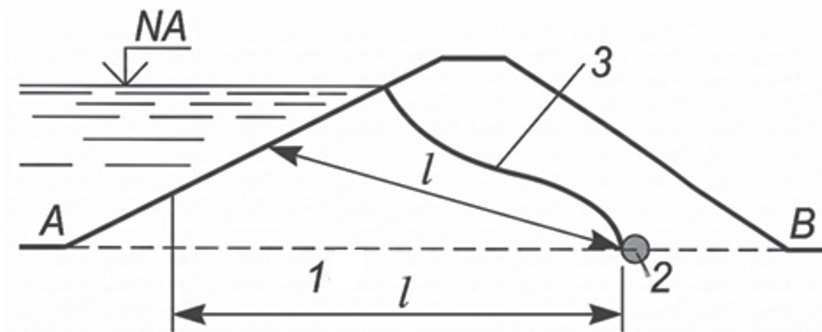


Figura 8.13. Esquema de una presa de tierra bajo filtración

1- macizo natural de cimentación; 2- drenaje; 3- línea piezométrica.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

El análisis con la ecuación (8.12), que puede ser denominado análisis por método de la gradiente de control, tiene carácter verificador. Contando el perfil transversal previamente adoptado de la presa, se establece para su cuerpo y su base natural de cimentación los valores de las gradientes de control J_C y las gradientes permisibles de control J_{CP} . A continuación, se verifica el perfil dado con la ecuación (8.12).

8.3.2.1. Determinación de la gradiente de control J_C para el cuerpo de la presa

En primer lugar, se tiene el *cuerpo homogéneo de la presa*. En caso de presencia de drenaje trapezoidal o tubular, en la cuña triangular bajo el talud aguas abajo de la presa (Figura 8.13, a, b):

$$J_C = \operatorname{tg}\alpha = \frac{Z}{L+0,4h_s} \quad (8.13)$$

Donde:

α : ángulo de inclinación de la línea de depresión MN , respecto a la horizontal.

Z : carga de la presa.

L : distancia horizontal desde el punto de corte del agua al talud superior y el punto más cercano del drenaje.

h_s : profundidad del agua aguas arriba.

En caso de presencia de drenaje longitudinal o ausencia de drenaje (Figura 8.13):

$$J_c = \operatorname{tg}\alpha = \frac{Z}{(L_{CA}+0,4h_s+0,4h_i)} \quad (8.13 \text{ a})$$

Donde:

L_{CA} : distancia horizontal entre los cortes del nivel de agua superficial con los taludes aguas arriba y aguas abajo

h_i : profundidad del agua aguas abajo; cuando $h_i = 0$, la línea de depresión (línea piezométrica) toma la forma MN .

En segundo lugar, está el *cuerpo de la presa con núcleo o pantalla*. En este caso, para núcleo o pantalla:

$$J_C = \frac{Z'}{\delta} \quad (8.14)$$

Donde:

δ : espesor medio de la pantalla o el núcleo.

Z' : carga en la pantalla o núcleo, determinada en el análisis de filtración. Con frecuencia, en caso de ausencia de agua aguas abajo, se asume $Z' = h_s$.

8.3.2.2. Determinación de la gradiente de control J_c para el suelo de cimentación

El primer caso corresponde a una **presa sin dentellón y sin carpeta**. Cuando se cuenta con drenaje longitudinal en el tramo inferior del talud aguas abajo:

$$J_c = \frac{Z}{(L_o + 0.88T_{CAL})} \quad (8.15)$$

Donde:

L_o : longitud de la base del perfil transversal de la presa.

T_{CAL} : espesor de cálculo de la capa permeable bajo la presa que, con frecuencia, se asume igual a $0,5 L_o$.

Cuando se cuenta con drenaje diferente al longitudinal, en la ecuación (8.15) por L_o debe entenderse la longitud de la línea *BE* (Figura 8.13 a, b).

El segundo caso comprende una *presa con carpeta o dentellón*. En este caso la gradiente de control de la base natural de cimentación se determina con la ecuación (8.15), incrementando la longitud L_o en la magnitud de la longitud de la carpeta o en dos veces la profundidad del dentellón.

8.3.3. Determinación de las gradientes piezométricas (gradientes de carga) permisibles

Las gradientes permisibles de control han sido determinadas sobre la base del procesamiento estadístico de la información proveniente de presas construidas y que operan normalmente en el mundo. Estas gradientes algunas normas las presentan directamente; en cambio otras normas las presentan en forma de gradientes críticas; en este último caso, la gradiente crítica debe ser dividida para el factor o coeficiente de seguridad (cuya magnitud depende del nivel de importancia de la presa) a fin de obtener la gradiente de control.

Tabla 8.4
Gradientes críticas para elementos de presas de material del lugar

Material de la presa	Valor de las gradientes críticas de carga		
	Carpeta	Núcleo y pantalla	Cuerpo de la presa
Arcilla y terro-cemento	15	12	8-2
Limo arcilloso	10	8	4-1,5
Limo arenoso	3	2	2-1
Arena media			1,0
Arena fina			0,75

Tabla 8.5
Gradientes críticas para suelos de cimentación

Suelo de cimentación	Gradiente crítica media de carga
Arena fina	0,32
Arena media	0,42
Arena gruesa	0,48
Limo arenoso	0,6
Limo arcilloso	0,8
Arcilla	1,35

Tabla 8.6
Factores de seguridad para determinar la gradiente permisible de control

Valores del coeficiente de seguridad para diferentes niveles de importancia de la presa			
I	II	III	IV
1,25	1,20	1,15	1,10

8.3.4. Deformaciones por filtración en una presa de tierra y en los macizos de cimentación no rocosos

Se denominan deformaciones por filtración de los suelos a aquellas deformaciones de la fase sólida del suelo originadas fundamentalmente en las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración. Se distinguen los siguientes tipos de deformaciones por filtración:

- Tubificación del suelo, tiene lugar cuando el flujo de filtración se desliza desde su ubicación inicial de equilibrio a determinadas partículas (libres o que forman parte del esqueleto del suelo). Este deslizamiento inicial de las partículas del suelo (generalmente las más pequeñas) tienen lugar por acción de las fuerzas elementales de acción hidrodinámica f^o (la fuerza f^o es aquella con la que el flujo de filtración actúa sobre una partícula), y el subsiguiente desplazamiento de estas partículas inicialmente deslizadas tiene carácter independiente, es decir que cada partícula se mueve independientemente una de otra.
- Obstrucción, tiene lugar cuando determinadas partículas, entre las más pequeñas del suelo, que se desplazan por los poros formados por las partículas de mayor tamaño se detienen y se acumulan en determinado sitio del macizo. Esta retención de las partículas que se movían por acción de las fuerzas f^o surge por diferentes causas: o por el hecho que la partícula en el camino encontró un poro relativamente pequeño (causa geométrica) o por el hecho de que la fuerza f^o en determinado sitio resultó insuficiente para superar el peso de la partícula

o la fuerza resistente de fricción. Está claro que en el campo de filtración donde tiene lugar la tubificación debe incrementarse con el tiempo el coeficiente de filtración; en cambio en el campo donde tiene lugar la obstrucción, el coeficiente de filtración debe disminuir con el tiempo.

- Movimiento (transporte) de las partículas libres, al interior de los poros, desde el sitio donde tiene lugar la tubificación, hasta el sitio donde tiene lugar la obstrucción o hasta la superficie exterior de salida del flujo de filtración desde el macizo; en este caso es evidente que se tiene lugar un flujo de filtración con las partículas sólidas en suspensión.
- Desplazamiento local por filtración, tiene lugar cuando por acción de las fuerzas sumatorias de acción hidrodinámica Φ , ($\Phi = \sum f^o$) surge el movimiento conjunto de las partículas que forman determinado volumen de suelo.

Si al desplazamiento local por filtración se lo puede considerar como una macro- deformación entonces la tubificación es una micro-deformación de determinado volumen de suelo.

En el caso de suelos homogéneos de una sola granulometría no es posible la tubificación; en este caso únicamente puede presentarse el desplazamiento local por filtración. La tubificación se presenta únicamente en los suelos de granulometría variada (homogéneos y no homogéneos).

Cabe distinguir la *tubificación interna* que tiene lugar cuando las partículas más pequeñas empiezan a desplazarse por acción de las fuerzas elementales f^o en el interior del macizo dentro de los poros y la *tubificación externa*, cuando el flujo de filtración arrastra partículas ubicadas en la superficie exterior del macizo (superficie aguas abajo). La tubificación externa (a diferencia de la interna) puede ser enteramente evitada con ayuda de los denominados filtros invertidos, que son elementos de transición granulométrica.

En la práctica se utiliza ampliamente el concepto de *suelo tubificable* y *suelo no tubificable*. Se define como suelo tubificable a aquel des-

de cuyo esqueleto (para las condiciones dadas de filtración) pueden ser desplazadas por las fuerzas elementales hidrodinámicas f^o , determinadas partículas, dando lugar a que, como consecuencia de esta deformación, surjan vías de filtración concentrada o asentamientos inadmisibles del suelo.

8.3.5. Medidas constructivas para contrarrestar el desplazamiento local por filtración y la tubificación externa

8.3.5.1. Medidas constructivas para contrarrestar el desplazamiento local por filtración

Como se ha indicado anteriormente, por acción de las fuerzas w (fuerza específica de empuje hidrodinámico) y f_ϕ (fuerza específica de filtración) puede tener lugar el desplazamiento local por filtración de las partículas de suelo bajo línea piezométrica. Una medida constructiva ampliamente utilizada para contrarrestar el desplazamiento local de un suelo consiste en aplicar sobre este la precarga de una capa de material con granulometría gruesa (piedra, grava), como se muestra en la Figura 8.15:

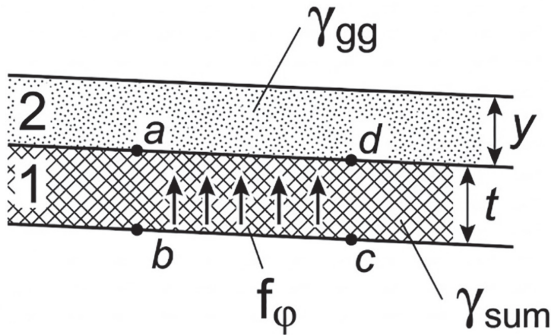


Figura 8.15. Medida de precarga para contrarrestar la filtración.

1- suelo protegido; 2- precarga.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En la figura precedente se muestra una capa de suelo sometida a la acción de la fuerza de filtración f_ϕ dirigida hacia arriba (la fuerza

de empuje está automáticamente considerada cuando se reemplaza el peso volumétrico seco por el peso volumétrico sumergido del suelo bajo línea piezométrica). Está claro que para evitar el desplazamiento local del suelo del volumen $abcd$, por acción de dichas fuerzas de filtración, es necesario aplicar sobre él una precarga de material de granulometría gruesa de espesor y , determinado con la siguiente ecuación:

$$y\gamma_{gg}t\gamma_{sum} = k_s t f_\varphi \quad (8.16)$$

Donde:

γ_{gg} : peso volumétrico seco o sumergido del material de granulometría gruesa.

t : espesor de la capa del suelo protegido.

γ_{sum} : peso volumétrico sumergido del material protegido.

k_s : factor o coeficiente de seguridad mayor a 1.

En algunos casos se contrarresta el desplazamiento local con ayuda de drenaje vertical de la capa protegida.

8.3.5.2. Medidas para contrarrestar la tubificación externa: filtros invertidos

Para contrarrestar la tubificación externa se utilizan los denominados filtros invertidos.

El filtro invertido está constituido de algunas capas de suelo. El tamaño de las partículas del suelo que forma un filtro invertido crece en la dirección del flujo de filtración.

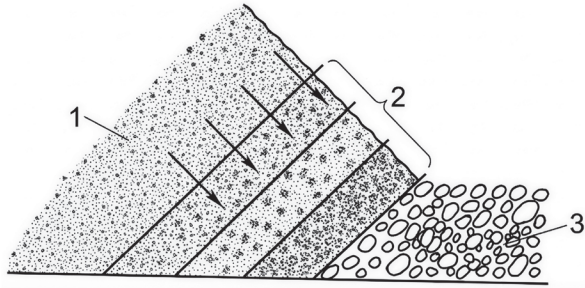


Figura 8.16. Esquema de un filtro invertido 2, entre el relleno de la presa 1 (suelo protegido) y el drenaje 3.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El filtro invertido está constituido por suelo no cohesionado y debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Las partículas del suelo protegido no deben introducirse ni atravesar los poros de la primera capa del filtro invertido.
- Las partículas de una capa del filtro no deben introducirse ni atravesar los poros de la siguiente capa del filtro invertido.
- Las partículas de la última capa del filtro no deben introducirse ni atravesar los poros del drenaje o material drenante, con el cual colinda el filtro.
- Los poros del filtro invertido no deben ser obstruidos en el tiempo por el material transportado desde el suelo protegido.

Para el diseño de un filtro invertido deben determinarse: el número de capas, el espesor de las capas y el tamaño de las partículas (granulometría) de cada capa.

- Número de capas. Debe ser el menor posible. Generalmente se asumen 2-3 capas. En algunas ocasiones se adopta una capa de material de granulometría variada.
- Espesor δ de cada capa. Depende de las condiciones constructivas y de la magnitud de los posibles asentamientos del suelo de cimentación del filtro invertido, durante la operación de la construcción. En caso de ausencia de asentamientos se adopta $\delta \geq 10$

cm, cuando la colocación del material del filtro es manual; $\delta \geq 20$ cm, cuando la colocación del material del filtro es mecanizada; $\delta \geq 50,75$ cm cuando la colocación del material del filtro se realiza bajo agua; en caso de estar previstos asentamientos, el espesor de las capas con frecuencia aumenta considerablemente para evitar la ruptura de la capa del filtro debido al asentamiento.

Una pregunta fundamental a la que hay que responder en el diseño de un filtro invertido, es relativa a la estructura granulométrica de cada una de las capas del filtro. Al respecto cabe distinguir dos casos.

El *primer caso* se da cuando el material protegido es no cohesionado o se juntan dos capas del filtro o, finalmente, la última capa del filtro con el drenaje. En este caso se trata del contacto de dos suelos sin cohesión y la solución se enfoca de la siguiente manera:

En la siguiente figura condicionalmente son consideradas de forma esférica (diámetro D), tanto las partículas de suelo correspondiente al material de una de las capas del filtro, como también las del drenaje y las del material protegido. Evidentemente el diámetro d , correspondiente a las partículas del suelo protegido o de la capa vecina del filtro (ubicada aguas arriba respecto a la dirección del flujo de filtración), debe ser tal que estas partículas no atraviesen los poros de diámetro d_0 formados por las partículas de diámetro D , de la siguiente capa, ubicada aguas abajo (Figura 8.17).

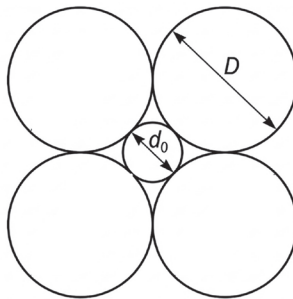


Figura 8.17. Esquema de las partículas para diseñar un filtro invertido

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

La respuesta a la incógnita sobre la selección de la relación D/d , que asegure la imposibilidad geométrica de que las partículas de diámetro d atraviesen los poros de diámetro d_p , se complica por las siguientes consideraciones:

- Las partículas de un suelo en realidad no tienen forma uniforme (no son esféricas).
- Frente a cada poro relativamente grande, con frecuencia, se forma una acumulación de partículas finas.
- En el interior de cada capa del filtro, así como del material protegido, el suelo es de granulometría variada (múltiple).

En la práctica para definir la granulometría de cada capa del filtro invertido se aplica el denominado coeficiente intercapa $\xi = \frac{D_n}{d_{n-1}}$

Donde:

ξ : coeficiente intercapa.

D_n : diámetro característico de la siguiente capa (en dirección del flujo) del filtro invertido o del drenaje al final del filtro.

d_{n-1} : diámetro característico del material protegido o de la capa anterior (ubicada hacia aguas arriba) en el filtro invertido.

Por ejemplo, en varias normas y especificaciones se adopta el coeficiente intercapa:

$$\xi = \frac{D_{60}}{d_{40}}$$

En este caso el coeficiente intercapa ξ debe satisfacer la siguiente condición.

$$\xi \leq 8 - 10 \quad (8.17)$$

En caso de cumplirse esta condición se asume que está asegurada la imposibilidad geométrica de que las partículas finas de una capa anterior atraviesen los poros de la capa posterior.

Esta condición ($\xi \leq 8 - 10$) es válida únicamente cuando el coeficiente de uniformidad granulométrica del suelo de la capa anterior cumple la condición:

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 10 \quad (8.18)$$

El *segundo caso* sucede cuando un suelo arcilloso (suelo cohesionado) es protegido por la primera capa del filtro. En este caso, el coeficiente intercapa $\xi = \frac{D_{60}}{d_{40}}$, puede tener valores mayores a 8 hasta 10, tanto mayores cuanto más alta sea la cohesión específica. En las relaciones anteriores D_n (ó d_n), diámetro de las partículas que, conjuntamente con las de menor diámetro representa el n % del volumen de la muestra considerada.

8.4. Análisis del flujo de filtración a través de una presa de tierra y del suelo de cimentación

8.4.1. Modelo conceptual para el análisis de filtración a través de una presa de tierra

El modelo de análisis del flujo de filtración a través de una presa de tierra tiene su origen en la solución del problema de la filtración estacionaria en un medio poroso rectangular (formulado en mecánica de fluidos o en hidráulica aplicada, en el capítulo flujo de filtración).

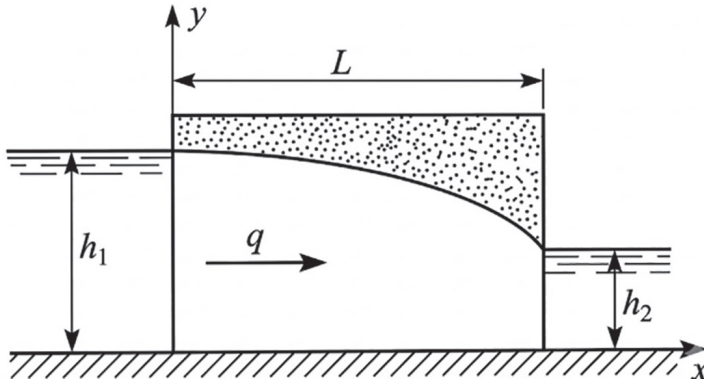


Figura 8.18. Modelo teórico para el análisis de filtración a través de un medio poroso rectangular de longitud L .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

De la ecuación de filtración de Darcy:

$$v = -k \frac{dy}{dx} \quad (8.19)$$

Es posible obtener el caudal unitario q :

$$q = vy = -k \frac{dy}{dx} y \quad (8.20)$$

Donde:

$$qdx = -kydy \quad (8.21)$$

Integrando:

$$\int qdx = - \int kydy \quad (8.22)$$

$$qx = -\frac{ky^2}{2} + c \quad (8.23)$$

La constante de integración se obtiene de la condición de frontera:

Cuando:

$$x = 0 \rightarrow y = h_1$$

$$q * 0 = -\frac{kh_1^2}{2} + c \rightarrow c = \frac{kh_1^2}{2} \quad (8.24)$$

Reemplazando en (8.23):

$$qx = -\frac{ky^2}{2} + \frac{kh_1^2}{2} = \frac{k}{2}(h_1^2 - y^2) \quad (8.25)$$

Donde:

$$q = k \frac{h_1^2 - y^2}{2x} \quad (8.26)$$

Cuando x varía de $x = 0$ a $x = L$, y varía de $y = h_1$ a $y = h_2$; en consecuencia, cuando $x = L$:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (8.27)$$

La ecuación (8.27) permite determinar el caudal de filtración conocidas las profundidades de frontera:

h_1 y h_2

Reemplazando en la ecuación (8.26) la variable y por la variable h , se obtiene la expresión para construir la línea piezométrica a través de un medio poroso rectangular:

$$q = k \frac{h_1^2 - h^2}{2x} \quad (8.28)$$

Donde:

$$h = \sqrt{h_1^2 - \frac{q}{k} 2x} \quad (8.29)$$

Reemplazando en la ecuación (8.29) la expresión $\frac{q}{k}$ por su valor proveniente de la ecuación (8.27) se obtiene:

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) \frac{x}{L}} \quad (8.30)$$

La ecuación (8.30) permite construir la línea piezométrica del flujo de filtración a través de un medio poroso rectangular.

8.4.2. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base impermeable

El modelo obtenido para analizar el flujo de filtración a través un medio poroso rectangular es posible aplicar para el análisis de filtración por medio poroso trapezoidal, es decir, en el perfil transversal de una presa homogénea de tierra, se realiza los ajustes provenientes de la solución del problema con la teoría matemática de la filtración (ecuación bicuadrática de Laplace); estos ajustes son semejantes a los que se aplicó en el punto 8.3.2 para obtener el modelo que permite determinar la gradiente de control del flujo de filtración a través de dicha presa.

De acuerdo a la propuesta de varios autores, el perfil transversal real de la presa AbcE (Figura 8.20) es reemplazado por el perfil trapezoidal equivalente A'b'cE, que tiene el paramento superior vertical A'b', (semejante al del medio porosos rectangular).

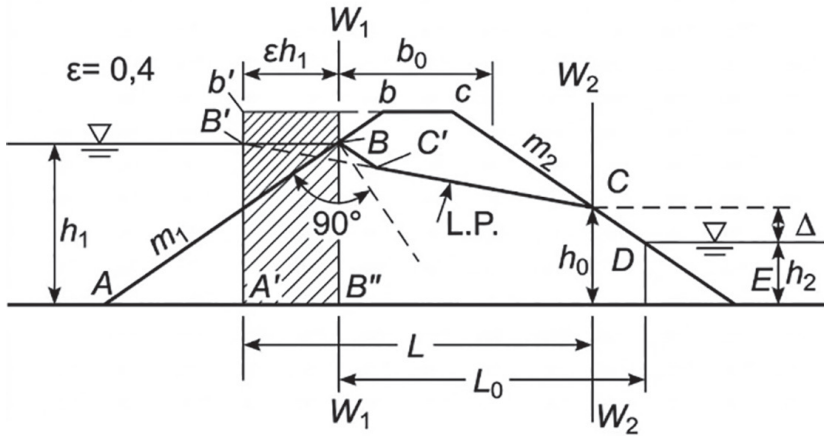


Figura 8.19. Medios rectangular y trapezoidal para el análisis de filtración a través de una presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

A continuación, con la vertical $W_2 - W_2'$ se divide todo el campo de filtración en dos partes o fragmentos (I y II) como se muestra en la siguiente figura:

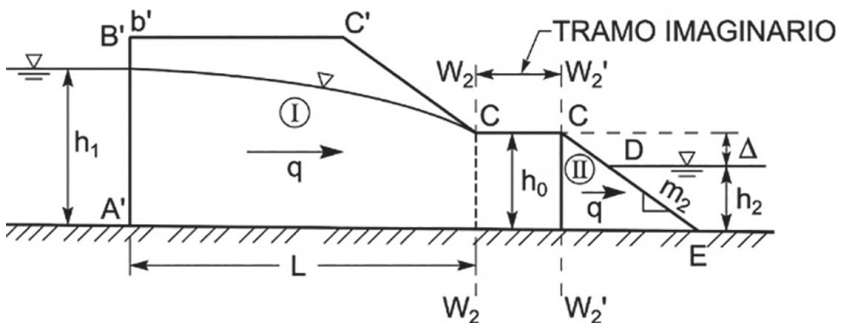


Figura 8.20. Modelo trapezoidal equivalente a la sección transversal de una presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Para cada uno de los fragmentos del perfil trapezoidal equivalente (Figura 8.20) se determina el caudal de filtración, de la siguiente manera.

8.4.2.1. Primer fragmento del campo de filtración (fragmento I)

En este caso, para determinar el caudal de filtración se aplica la ecuación (8.20):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L} = \frac{h_1^2 - h_0^2}{2(L_0 - m_2 \Delta)} k \quad (8.31)$$

Donde:

L : longitud del fragmento I de la presa.

Δ : altura del tramo de chorreo.

m_2 : coeficiente de talud del talud aguas abajo de la presa.

L_0 : longitud desde el límite vertical A'b' hasta el punto de corte del talud inferior con el nivel de agua aguas abajo (figura 8.19).

$$L_0 = 0,4h_1 + b_o + (h_1 - h_2)m_2 \quad (8.32)$$

Donde:

b_o : ancho real de la corona de la presa.

h_2 : profundidad aguas abajo.

8.4.2.2. Segundo fragmento del campo de filtración (fragmento II)

Como se aprecia el segundo fragmento es la cuña triangular al pie del paramento aguas abajo. Para determinar el caudal unitario que a través de la cuña triangular al pie de paramento aguas abajo (Figura 8.22), se procede de la siguiente manera:

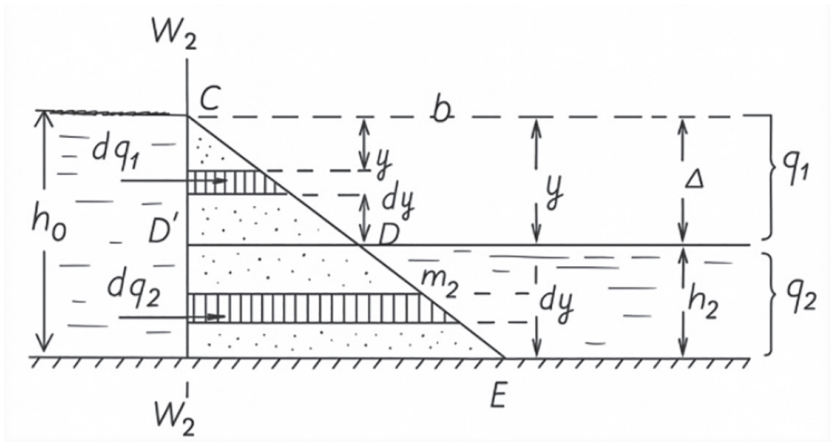


Figura 8.21. Modelo para analizar el flujo de filtración en el fragmento II de la presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

Con la línea horizontal $D-D$ se divide la cuña triangular en dos zonas: superior a través de la cual pasa el caudal q_1 e inferior con el caudal q_2 . Evidentemente que el caudal buscado $q = q_1 + q_2$.

8.4.2.3. Determinación del caudal q_1 en la zona superior (sobre el nivel aguas abajo) del fragmento II

Dentro de los límites de esta zona se identifica una franja elemental de espesor dy ; la longitud de esta franja es:

$$l = ym_2, \quad (8.33)$$

Donde:

y : profundidad a la que se encuentra la franja bajo el punto C de salida de la línea piezométrica.

La pérdida de carga del flujo de filtración a lo larga de la franja considerada es:

$$h_l = y \quad (8.34)$$

La gradiente piezométrica para la franja:

$$J = \frac{h_l}{l} = \frac{y}{ym_2} = \frac{1}{m_2} \quad (8.35)$$

De acuerdo con Darcy, la velocidad de filtración:

$$u = kJ = \frac{k}{m_2} \quad (8.36)$$

El caudal unitario elemental a través de la franja:

$$dq_1 = \frac{k}{m_2} dy \quad (8.37)$$

Integrando esta ecuación dentro de los límites de $y = 0$ a $y = \Delta$ se obtiene:

$$q_1 = \frac{k}{m_2} \Delta \quad (8.38)$$

8.4.2.4. Determinación del caudal q_2 en la zona inferior (bajo el nivel aguas abajo)

Para considerar dentro de los límites de esta zona una franja de espesor elemental dy , semejante a la de la franja anterior, se tiene:

$$l = ym_2 \quad (8.39)$$

$$h_l = \Delta = \text{const} \quad (8.40)$$

$$J = \frac{\Delta}{ym_2} \quad (8.41)$$

$$u = k \frac{\Delta}{ym_2} \quad (8.42)$$

$$dq_2 = k \frac{\Delta}{ym_2} dy \quad (8.43)$$

Integrando dq_2 dentro de los límites de $y = \Delta$ a $y = h_o = h_2 + \Delta$, se obtiene:

$$q_2 = k \frac{\Delta}{m_2} \ln \frac{h_o}{\Delta} \quad (8.44)$$

8.4.2.5. Caudal total a través de la cuña triangular

Al sumar los caudales q_1 y q_2 , se obtiene:

$$q_1 + q_2 = q = k \frac{\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right) \quad (8.45)$$

8.4.2.6. Sistema de dos ecuaciones para el perfil considerado de la presa

En consecuencia, el sistema de ecuaciones para resolver el problema de la filtración a través de una presa homogénea de tierra sobre una base impermeable es:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - (h_2 + \Delta)^2}{2(L_o - m_2 \Delta)} \quad (8.46)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_2 + \Delta}{\Delta} \right) \quad (8.47)$$

Este es un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas: q y Δ .

8.4.2.7. Construcción de la línea piezométrica

Una vez conocida la altura de chorreo Δ , se determina la profundidad del flujo en la abscisa de salida del flujo de filtración $h_o = h_2 + \Delta$. De esta manera es posible construir la línea piezométrica con ayuda de la ecuación (8.41):

$$q = k \frac{h_1^2 - h_0^2}{2L} \quad (8.48)$$

Para el efecto se procede en forma semejante a la aplicada para obtener la ecuación (8.30):

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_0^2) \frac{x}{L}} \quad (8.49)$$

Donde x varía de $x = 0$ a $x=L$, en tanto que h varía respectivamente de $h = h_1$ a $h = h_0$, como se desprende de la ecuación (8.49).

De esta manera se obtiene la línea B'-C (Figura 8.23). A continuación, en forma manual se ajusta esta línea, reemplazándola por la línea BC'C que debe ser perpendicular al talud aguas arriba en el punto C y tangente a la línea B'-C en el punto C'.

El caudal de filtración a través de la presa, como está establecido, se determina con la ecuación (8.45).

Cabe reiterar que el modelo de análisis es bidimensional, es decir que el análisis de la sección transversal de la presa equivale a analizar la presa de un metro de longitud, perpendicular al esquema de la figura.

8.4.3. Filtración a través de una presa homogénea de tierra cimentada en base permeable

Para el análisis de estas presas con frecuencia se procede de la siguiente manera: la línea de flujo que inicia en el punto A (Figura 8.22) se asume como la horizontal AE que coincide con la base de la presa; por tanto, en concordancia con las propiedades de las líneas de flujo laminar, se puede concluir que el flujo de filtración a través del cuerpo de la presa es independiente de la filtración en el suelo de cimentación. Esto significa que la construcción de la línea piezométrica y la determinación del caudal de filtración en el cuerpo de la presa se sujeta al mismo procedimiento establecido para la presa homogénea cimentada en base impermeable.

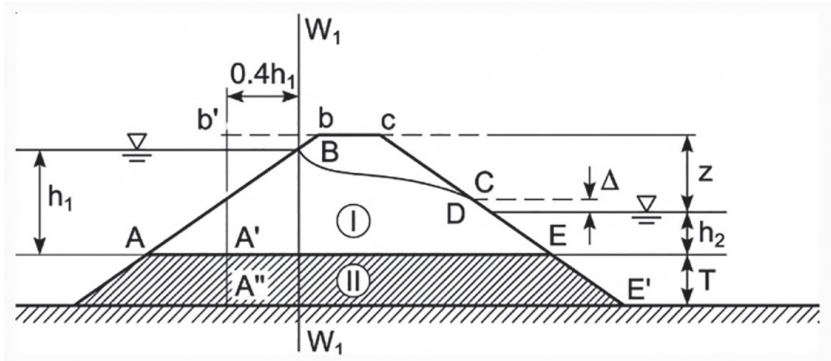


Figura 8.22. Filtración en presa homogénea de tierra cimentada en base permeable
Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

El caudal de filtración a través del suelo de cimentación q_c se determina con la siguiente ecuación, basada en la ley de Darcy:

$$q_c = vT_{CAL} = JK_C T_{CAL} = \frac{Z}{L_o + 0,88T_{CAL}} K_C T_{CAL} \quad (8.50)$$

o:

$$\frac{q_c}{K_C} = \frac{Z}{L_o + 0,88T_{CAL}} T_{CAL} \quad (8.51)$$

Donde:

q_c : caudal de filtración a través del suelo de cimentación.

T_{CAL} : espesor de cálculo de la capa permeable del suelo de cimentación.

Z : carga o desnivel entre aguas arriba y aguas abajo.

L_o : longitud de la base de la sección transversal de la presa.

K_C : coeficiente de filtración del suelo de cimentación.

En consecuencia, el caudal total de filtración se obtiene de la suma de los caudales de filtración a través de la presa y del suelo de cimentación.

8.4.4. Filtración a través de una presa de tierra con núcleo o con pantalla de impermeabilización

Este caso corresponde a una presa no homogénea y para su análisis es posible aplicar el modelo establecido para una presa homogénea. Para el efecto, se procede con los siguientes seis pasos:

- Se obtiene la relación de los coeficientes de filtración de la presa y del núcleo (pantalla). En la práctica esta relación es superior a 50.

$$\lambda = \frac{K_P}{K_N} \quad (8.52)$$

- El núcleo de sección trapezoidal del núcleo o pantalla imaginario rectangular de ancho igual al ancho medio de la sección trapezoidal $\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$ (Ver Figura 8.23, a).
- La sección transversal real no homogénea de la presa constituida por dos materiales (relleno de la presa y núcleo) se reemplaza por una sección homogénea, equivalente respecto a la filtración, constituida únicamente por material de la presa; para el efecto el núcleo o pantalla original, con coeficiente de filtración K_N (K_{PAN}), se reemplaza por un núcleo (pantalla) imaginario equivalente, con coeficiente de filtración de la presa K_P y ancho medio $\delta_{imag} = \lambda\delta$ (Ver Figura 8.23, b).
- La sección transversal obtenida se analiza por el procedimiento establecido para las presas homogéneas, obteniendo el caudal de filtración y construyendo la línea piezométrica;
- Una vez construida la línea piezométrica se restituye el núcleo con su ancho medio inicial δ , fijando los puntos de corte de la línea piezométrica con las dos caras del núcleo (pantalla), sin que tenga importancia el comportamiento del flujo de filtración en el interior del núcleo (pantalla).
- Finalmente se grafica el núcleo (pantalla) con su forma trapezoidal original.

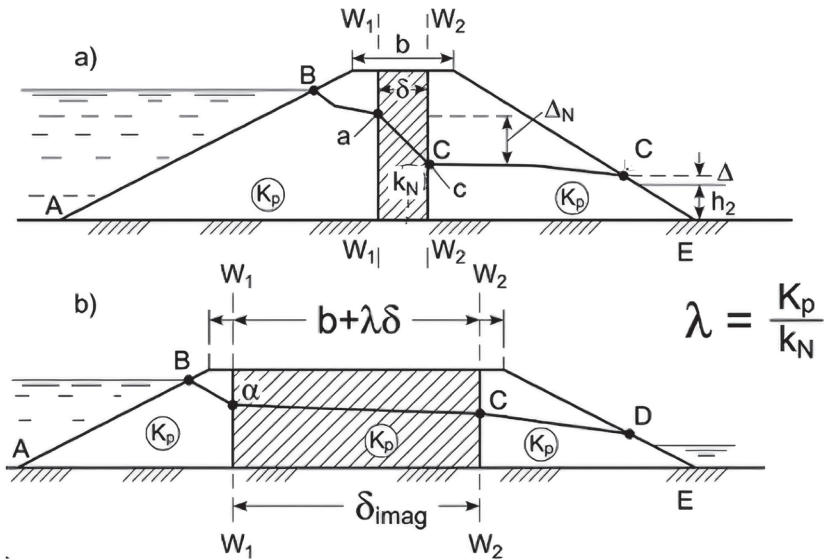


Figura 8.23. Filtración en una presa de tierra con núcleo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1980). Contorno subterráneo de las construcciones hidráulicas. Leningrado, ENERGÍA.

8.5. Asentamientos en el relleno de la presa de tierra y en el suelo de cimentación de la presa

8.5.1. Presiones y esfuerzos

En condiciones naturales, el suelo por acción de su propio peso se encuentra en estado tensional. A este estado tensional se lo denomina natural. Para los macizos naturales constituidos por suelos la variación del estado tensional tiene carácter lineal, es decir que las presiones o esfuerzos verticales originados por el peso propio varían en forma proporcional a la profundidad.

Para los suelos homogéneos con humedad natural, los esfuerzos normales p_n sobre superficies horizontales se determinan con la ecuación:

$$p_n = \gamma h \quad (8.53)$$

Donde:

γ : es el peso volumétrico del suelo.

h : profundidad a la que se encuentra la superficie horizontal donde se mide el esfuerzo o presión vertical p_n .

Cuando sobre la superficie externa del suelo se aplican cargas, en el interior del macizo surgen esfuerzos adicionales σ_z denominados esfuerzos compactadores. Por la suma del esfuerzo natural y el esfuerzo compactador se juzga sobre el estado tensional del suelo en el punto considerado:

$$\sigma_{sum} = p_n + \sigma_z \quad (8.54)$$

En las presas de tierra la carga exterior constituye el peso de la presa, considerada como una carga uniformemente distribuida constituida por un diagrama rectangular, de ancho igual al de la corona de la presa y dos diagramas trapezoidales formados por los taludes de la presa.

8.5.2. Asentamientos en las presas de tierra

El asentamiento sumatorio en cualquier vertical de una presa de tierra está constituido de dos partes: asentamiento en la presa y asentamiento en el suelo de cimentación:

$$\Delta h = \Delta h_{presa} + \Delta h_{cim} \quad (8.55)$$

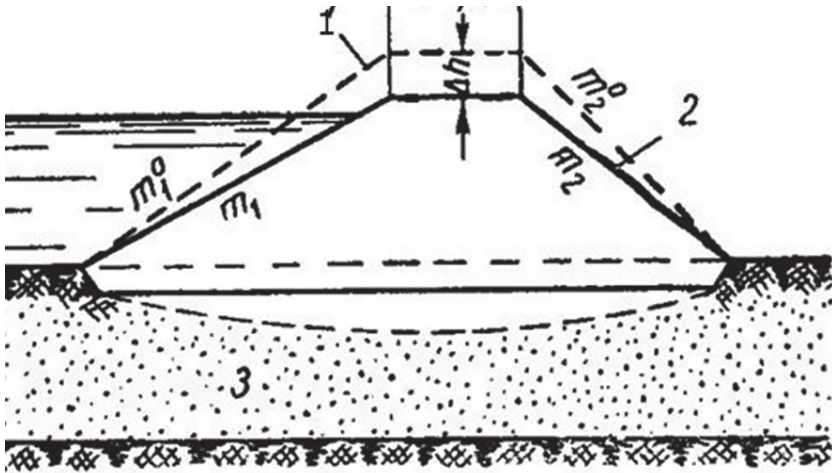


Figura 8.24. Efecto de los asentamientos del relleno y del suelo de cimentación.

1- perfil constructivo; 2- perfil de diseño (final); 3- capa deformable del suelo de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Con los equipos de compactación disponibles en la actualidad es posible compactar el relleno de la presa hasta tal estado que se excluya la posibilidad de asentamientos en el cuerpo de la presa. Sin embargo, considerando la redistribución de esfuerzos que generalmente se produce en el interior del cuerpo de la presa durante el relleno y compactación, por consideraciones prácticas generalmente se asumen asentamientos en el cuerpo de la presa en el rango de 1 % a 2 % del alto de la presa en la vertical considerada.

Por su parte, el suelo de cimentación que soporta el peso de la presa siempre tendrá asentamientos. Su magnitud depende de la porosidad (relación de poros) y del espesor de la capa deformable del suelo de cimentación. Con la profundidad disminuye el esfuerzo compactador hasta que, a determinada profundidad, prácticamente no origina compactación; esta profundidad determina el espesor de la *capa activa* del suelo para esfuerzos y deformaciones.

Con frecuencia se asume que, el espesor de la capa activa del suelo de cimentación de una presa llega hasta la profundidad donde el esfuerzo compactador es igual aproximadamente al 40 % del esfuerzo natural:

$$\sigma_z = 0,4p_n \quad (8.56)$$

La determinación de los asentamientos en una presa de tierra y en el suelo de cimentación es importante por dos razones: primero, debido a los asentamientos que disminuyen la cota final de la corona de la presa, hecho que pondría en riesgo toda la construcción en caso de no ser considerados; segundo, porque se incrementa el volumen del relleno debido a la necesidad de aumentar las cotas del relleno en la magnitud de los asentamientos.

8.5.3. *Determinación de los asentamientos en el suelo de cimentación*

Desde el momento en que se aplican cargas externas sobre el suelo de cimentación los asentamientos pueden prolongarse periodos largos de tiempo, en algunos casos varios años. Los asentamientos finales se denominan asentamientos estabilizadores.

La determinación de los asentamientos estabilizadores se realiza para varias verticales en cada sección transversal característica de la presa. En ningún caso el número de verticales debe ser menor a 3. Existen varios métodos para determinar los asentamientos estabilizadores.

Un método que ha merecido amplia difusión es el de la suma de los asentamientos por capas del suelo de cimentación; en este caso el asentamiento estabilizador sumatorio, para la condición de imposibilidad de ensanchamiento lateral del suelo de cimentación, se determina con la siguiente ecuación que se obtiene de la condición de invariabilidad del volumen de sólidos durante el asentamiento:

$$\Delta h_{est} = \sum T_{CAL} \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (8.57)$$

Donde:

Δh_{est} : asentamiento estabilizador sumatorio del suelo de cimentación.

T_{CAL} : espesor de cálculo del suelo de cimentación

$(T_{CAL} = T_{real}, \text{cuando } T_{real} < T_{activa}; T_{CAL} = T_{activa}, \text{cuando } T_{real} > T_{activa})$.

Los valores de las relaciones de poros e_1 y e_2 se determinan de la curva experimental de compactación:

$$e = f(\sigma_z) \quad (8.58)$$

Donde:

e_1 : relación de vacíos del suelo de cimentación antes de aplicar la carga externa, es decir en condiciones naturales.

e_2 : relación de vacíos luego de aplicar la carga, es decir luego de construir la presa.

8.6. Evaluación de la estabilidad de los taludes de presas de material del lugar

El análisis de la estabilidad al deslizamiento del talud de una presa de material del lugar tiene por objeto verificar que este resistente al corte tanto para combinación básica como para combinaciones especiales de fuerzas. Consiste, primero, en determinar el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) para una infinidad de superficies de falla de la forma previamente establecida (por ejemplo, circular); segundo, entre dicha infinidad, se debe seleccionar la superficie crítica de falla, es decir, aquella a la que corresponde el menor valor del factor de seguridad; tercero, hay que comparar el factor de seguridad al deslizamiento correspondiente a la superficie crítica FSD con el factor permisible FSD_{PER} . El talud analizado se considera estable al deslizamiento si se cumple la condición:

$$FSD \geq FSD_{PER} \quad (8.59)$$

8.6.1. Enfoque de algunos métodos aplicados para evaluar la estabilidad de los taludes de material del lugar

El proceso de alteración de la estabilidad en los macizos no rocosos reales es complicado. La formación del campo de deformaciones plásticas y de superficies de deslizamiento se desarrolla gradualmente y está acompañada de considerables deformaciones del volumen y de la forma del macizo involucrado. Al mismo tiempo, una parte del macizo, sin llegar al límite de resistencia, se desprende en fragmentos limitados desde abajo por una evidente superficie de deslizamiento.

Prevalen dos corrientes conceptualmente diferentes para el análisis de estabilidad de taludes de los macizos no rocosos: considerando las deformaciones y sin considerar las deformaciones. El primer enfoque es más riguroso pues guarda correspondencia con los procesos reales de deslizamiento de taludes.

En el marco de la primera corriente, en los dos últimos decenios con gran dinámica se desarrollan enfoques de perspectiva para valorar la capacidad de respuesta de los taludes en obras de material del lugar y de los macizos naturales de cimentación; en estos enfoques, los modelos de cálculo de los taludes y macizos de cimentación se caracterizan por considerar en forma más completa sus propiedades físico-mecánicas.

Sin embargo, cabe advertir que, para resolver problemas prácticos de estabilidad de taludes, tomando en cuenta las deformaciones, es necesario incluir en el análisis gran cantidad de parámetros que caracterizan la resistencia y deformabilidad de los suelos, cuyo estado tensión-deformación depende de dichos parámetros. Los valores de estos parámetros son determinados como resultado de ensayos con las muestras de los suelos involucrados; dichos resultados, dependiendo de varios factores, tienen mayor o menor grado de incertidumbre y, por consiguiente, originan diferente grado de aproximación en el diseño de las obras involucradas. Por esta razón, tiene importantes dificultades para lograr un alto grado de aproximación en la evaluación de la estabilidad del macizo de suelo, debido al incremento del número de parámetros de cálculo.

Adicionalmente, el análisis de estabilidad de los macizos de suelos sobre la base de estos modelos matemáticos también involucra importantes dificultades. Por lo indicado la aplicación de los métodos referidos está limitado por la ejecución de investigaciones específicas, que se justifican específicamente para el diseño de construcciones únicas.

En muchos casos de interés práctico, la configuración geométrica del macizo de suelo, las condiciones de frontera (borde) y otros factores que intervienen en la estabilidad, tienen tal complejidad que no permiten definir el estado tensión-deformación del macizo en forma analítica cerrada; en estos casos el problema se resuelve numéricamente.

En el ámbito de la segunda vertiente, para resolver los problemas de estabilidad de macizos no rocosos, la condición de compatibilidad de deformaciones es reemplazada por la condición de alcance del estado de equilibrio límite (estado límite de las fuerzas actuantes), previo a la pérdida de estabilidad. Este tipo de estado límite se caracteriza porque el suelo llega en algún campo a la resistencia límite al corte, o sea que, en cualquier superficie elemental perteneciente a cualquier punto de dicho campo se llega al valor límite del esfuerzo tangencial:

$$\tau_{lim} = f\sigma + c \quad (8.60)$$

Dónde: $f = \tan \phi$ y c son parámetros de la resistencia mecánica al corte del suelo; σ es el esfuerzo normal en las superficies elementales de corte, ubicadas en el campo en el que el suelo ha llegado al estado límite.

En el ámbito de esta vertiente, básicamente se han propuesto dos esquemas del estado límite, en correspondencia con los que han sido estructurados dos grupos de métodos para el análisis de estabilidad del macizo.

En los métodos de uno de los esquemas del estado límite se supone que, en todos los puntos del macizo rocoso potencialmente inestable, simultáneamente surge el estado tensión-deformación límite, sujeto a la ley Coulomb-Mohr.

La estructuración de la teoría moderna del estado límite tensión-deformación del talud y, sobre esta base, la elaboración del método general del análisis de su estabilidad, fueron desarrollados entre 1939 y 1960 en los trabajos de varios autores.

En estos métodos se observa rigurosamente la condición de equilibrio tanto de cualquier elemento arbitrariamente elegido, así como de todo el cuerpo deslizante considerado. Desarrollo posterior han tenido estos métodos en diferentes investigaciones de proyectos específicos.

Una desventaja de los métodos de este grupo, junto a la condicionalidad de la premisa de cálculo, es la complejidad y el volumen de las ecuaciones obtenidas, hecho que imposibilita la elaboración de algoritmos prácticos que permitan, por ejemplo, considerar las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración y la no heterogeneidad del macizo.

8.6.2. Método de R. R. Chugaev (presión por peso)

Este método corresponde a la corriente en la que se asume que el estado límite previo al deslizamiento surge simultáneamente en todos los puntos únicamente de la superficie de deslizamiento y, por consiguiente, la masa deslizante durante el proceso se comporta como un sólido (modelo de la masa deslizante sólida).

En este método el factor de seguridad tiene origen conceptual en la relación del valor crítico de los indicadores de corte a su valor real. Se entiende por valor crítico del indicador de corte a aquel número imaginario hasta el cual se debe disminuir el resultado real del indicador para que se presente el estado límite de Coulomb. En consecuencia, el factor de seguridad al deslizamiento está dado por la expresión:

$$\text{FSD} = \frac{\text{tg} \varphi_{\text{real}}}{\text{tg} \varphi_{\text{crit}}} = \frac{c_{\text{real}}}{c_{\text{crit}}} \quad (8.61)$$

Donde:

$\text{tg} \varphi_{\text{real}}$ y c_{real} : valores reales de los indicadores de corte.

$\text{tg} \varphi_{\text{crit}}$ y c_{crit} : valores críticos de los indicadores de corte (correspondientes al estado límite).

El esquema de este método, considerando las fuerzas actuantes sobre un elemento cualquiera del cuerpo o masa deslizando se muestra en la figura siguiente.

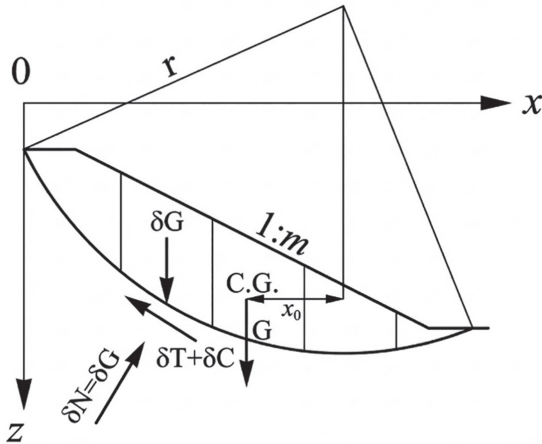


Figura 8.25. Esquema para el análisis de estabilidad por el método de presión por peso.
Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

En este método se introduce el concepto de un coeficiente diferenciado de transición β que, para cada elemento vertical de la masa deslizando se determina de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\delta N}{\delta G} \quad (8.62)$$

Donde:

δG : peso del elemento vertical.

δN : componente normal del peso que actúa en la base del elemento considerado (normal a la superficie de deslizamiento).

Luego de confrontar los resultados obtenidos por los tres métodos: de Terzaghi, de Krey y de Taylor, R. R. Chugaev propuso asumir para los taludes relativamente acostados ($m > 2,0-2,5$), que generalmente son adoptados para presas de tierra, $\beta_i = 1$; en cambio para taludes relativamente parados $\beta_i = \cos\alpha_i$ (de acuerdo a Terzaghi).

En el caso de taludes relativamente acostados la ecuación de equilibrio límite de los momentos, respecto al centro del arco circular (Figura 8.26) tiene la siguiente forma:

$$Gx_o - \sum_{i=1}^n (R\delta T + R\delta C) = 0 \quad (8.63)$$

Donde:

G : peso del cuerpo deslizante.

δT y δC : respectivamente, fuerza de fricción y fuerza de cohesión que actúan en el arco del elemento i del cuerpo deslizante.

Considerando que:

$$\sum (R\delta T + \delta C) = R \sum (\delta N t g \varphi_k + c_k ds) \quad (8.64)$$

El factor de seguridad se determina con la siguiente ecuación:

$$FSD = \frac{R[\sum(\delta N t g \varphi_R) + \sum(c_R \delta s)]}{Gx_o} \quad (8.65)$$

Donde:

δs : longitud del arco en la base del elemento considerado.

En este grupo hay varios métodos que alcanzaron gran popularidad en la práctica, habiendo sido sus autores Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973), Spencer (1967), Morgenstern & Price (1965), Fredlund & Krahn (1984), Nash (1987), Morgenstern (1992), Duncan (1996) y otros. En estos métodos se considera el equilibrio de fuerzas que actúan sobre un elemento vertical arbitrario del cuerpo deslizando, con ancho b .

El conjunto completo de las fuerzas, excepto de las de acción hidrodinámica, que actúan sobre el elemento i , se presenta en la siguiente figura y está constituido por: G_i , suma del peso del suelo y del agua contenida en los poros; u , presión del agua que actúa en la base del elemento; N_i , T_{pi} , respectivamente, fuerza normal y fuerza tangencial que actúan en la base del elemento; E_i , T_i , componentes, respectivamente, horizontal y vertical de la fuerza de interacción entre elementos.

El factor de seguridad en estos métodos se determina como relación del valor del esfuerzo tangencial en estado límite al valor del esfuerzo tangencial real.

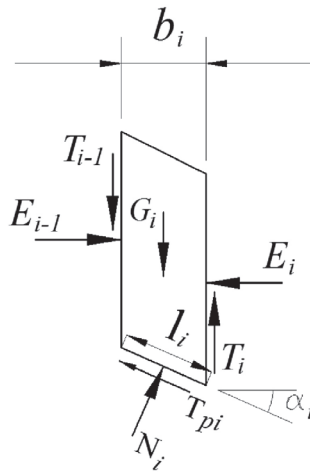


Figura 8.26. Esquema de las fuerzas actuantes en el elemento del cuerpo deslizando.
Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.3. Ecuación para evaluación preliminar de la estabilidad del talud aguas abajo de una presa de material del lugar

La ecuación (8.67) ha sido estructurada a partir de los métodos de K. Terzaghi y R. R. Chugaev. Puede ser utilizada para el análisis preliminar del talud aguas abajo de una presa de tierra, a través del factor de seguridad al deslizamiento (FSD), cuyo valor mínimo, correspondiente a la superficie y centro críticos; para que el talud sea estable se debe cumplir la condición:

$$FSD \leq FSD_{PER} \quad (8.66)$$

Donde:

FSD : valor mínimo de los factores de seguridad al deslizamiento determinados, entre una infinidad de potenciales superficies de deslizamiento del talud considerado.

FSD_{PER} : valor permisible del factor de seguridad al deslizamiento del talud considerado; depende del nivel de importancia de la obra y del tipo de combinación de las fuerzas actuantes (combinación básica o combinación especial).

El factor de seguridad al deslizamiento para una determinada superficie de deslizamiento j se calcula con la ecuación:

$$FSD_j = \frac{\sum_1^n F_i + \sum_a^b C_k}{\sum_1^n G_i X_i + \sum_c^d G_o X_o} R_j \quad (8.67)$$

Donde:

F_i : fuerza de fricción en el tramo de la superficie j de deslizamiento, correspondiente al elemento i de los n elementos verticales en que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado. esta fuerza se determina tomando en cuenta el efecto de las fuerzas de empuje hidrodinámico.

C_k : fuerza de cohesión en el tramo de la superficie j de deslizamiento, correspondiente al elemento k de los elementos constituidos por suelo cohesionado, en su contacto con dicha superficie.

G_i : fuerza de gravedad correspondiente al elemento i de los n elementos en que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado, esta fuerza se determina tomando en cuenta el efecto de las fuerzas de empuje hidrodinámico.

G_o : peso del agua, que ocuparía íntegramente el volumen comprendido entre la línea piezométrica y la superficie de deslizamiento o entre la línea piezométrica y la prolongación de la línea de nivel aguas abajo, correspondiente al elemento o a los elementos de la masa deslizante atravesados por dicha línea (entre las dos distancias se adopta la menor). La práctica de diseño evidencia que el momento deslizante producido por este peso imaginario de agua, respecto al centro de deslizamiento, es equivalente al momento ejercido por la fuerza de filtración.

n : número de elementos en los que ha sido dividido el volumen de la masa deslizante del talud considerado.

a : número del elemento inicial con suelo cohesionado.

b : número del elemento final con suelo cohesionado.

c : número del elemento inicial atravesado por la línea piezométrica.

d : número del elemento final atravesado por la línea piezométrica.

R_j : radio de la superficie de deslizamiento analizada.

X_i : distancia horizontal entre la vertical que cruza el centro de gravedad del elemento i y el centro de momento de la superficie de deslizamiento considerada.

X_o : distancia horizontal entre la vertical que cruza el centro de gravedad del elemento o en el que actúan fuerzas de filtración y el centro de momento de la superficie de deslizamiento considerada.

8.6.4. Análisis de la estabilidad al deslizamiento del talud aguas abajo de una presa de tierra para superficies de falla circulares y combinación básica de fuerzas

La ecuación (8.67) corresponde al modelo de la masa deslizante sólida es aplicable al método de superficies circulares de deslizamiento

de radio R con división de la masa deslizante en elementos verticales, generalmente de ancho $b = 0,1R$, limitados por el talud de la presa y por la superficie de deslizamiento.

Es importante que la superficie de deslizamiento abarque todo el talud o casi todo el talud analizado, pudiendo incluir también parte del suelo de cimentación.

En la siguiente figura se muestra la división de la masa deslizante en elementos verticales.

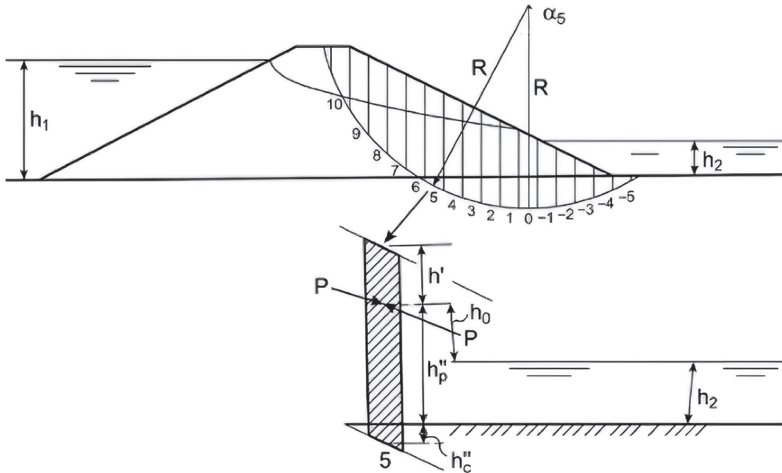


Figura 8.27. Esquema de análisis del talud aguas abajo de una presa de tierra por el modelo de la masa deslizante sólida, método de superficies circulares de deslizamiento. Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Los elementos ubicados a la izquierda del centro de deslizamiento con su peso originan momento deslizante, en tanto que los elementos ubicados a la derecha del centro de deslizamiento con su peso originan momento resistente al deslizamiento. En el caso más general, cada elemento vertical está constituido por tres elementos: suelo seco del relleno de la presa de espesor h' , ubicado sobre la línea piezométrica, suelo su-

mergido del relleno de la presa de espesor h_p'' , ubicado bajo la línea piezométrica, y suelo sumergido del macizo de cimentación de espesor h_c'' .

En la parte inferior de la Figura 8.27 se muestra uno de los elementos verticales (elemento 5). En este elemento se distinguen el espesor del relleno seco h' , el espesor del relleno sumergido h'' , el espesor del suelo de cimentación h_c'' , la distancia h_o desde la línea piezométrica hasta la prolongación del nivel de agua aguas abajo (o hasta la superficie de deslizamiento se esta se ubica sobre el nivel de agua aguas abajo). El radio trazado al punto medio de la base del elemento vertical 5 forma con el radio vertical un ángulo α_5 .

El procedimiento y secuencia del cálculo para determinar el factor de seguridad al deslizamiento FSD sobre la superficie de deslizamiento considerada se ilustra en la Tabla 8.7:

Tabla 8.7
Factor de seguridad al deslizamiento FSD

Nº	h'	h_p''	h_c''	h_o	α	φ	l	X	δG	δG_o	δN	δFr	cl	δG^*X	δG_oX
	M	m	m	m	°	°	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN-m	kN-m

α : ángulo entre el radio al centro de la base del elemento vertical y el radio vertical
 φ : ángulo de fricción en la base del elemento vertical.
 l : longitud del arco en la base del elemento vertical.
 X : Distancia horizontal entre el eje del elemento vertical y el dentro de deslizamiento.
 δG : peso del elemento vertical
 δG_o : peso ficticio del agua que ocuparía el espacio del elemento vertical entre la línea piezométrica y la superficie de deslizamiento o entre la línea piezométrica y la prolongación del nivel de agua aguas abajo, si este se encuentra sobre la superficie de deslizamiento en el elemento vertical.
 δN : Componente del peso del elemento vertical normal a su base;
 δFr : fuerza de fricción en la base del elemento vertical
 cl : Fuerza de cohesión en la base del elemento vertical.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Con la información de la tabla el FSD se determina con la siguiente ecuación, semejante a la ecuación (8.67):

$$FSD = \frac{\sum N * tg\phi + \sum c * l}{\sum \delta G * X + \sum \delta G_o * X} * R \tag{8.68}$$

El valor obtenido es uno de la infinidad de valores que deben ser encontrados para diferentes radios de deslizamiento. Como se ha indicado el valor de cálculo es el menor de todos, que corresponde a la superficie crítica de deslizamiento. El valor mínimo del FSD debe ser comparado con el factor permisible de seguridad del deslizamiento FSD_{PER} .

El talud es estable si se cumple la condición:

$$FSD_{MIN} \geq FSD_{PER}$$

Como ya se anotó, el valor del factor permisible depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas. En la Tabla 8.8 se indican valores referenciales del factor permisible.

Tabla 8.8
Valores del factor permisible de seguridad al deslizamiento (FSDper).

Combinación de fuerzas	Nivel de importancia			
	I	II	III	IV
Básica	1,3-1,25	1,20	1,15	1,1
Especial	1,1	1,1	1,05	1,05

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.5. Algunas conclusiones sobre los métodos de análisis de estabilidad de taludes

- La utilización en la práctica de la ingeniería de un gran número de métodos de análisis para evaluar la estabilidad de los taludes de material del lugar, evidencia la complejidad del problema y la incertidumbre inherente al proceso de búsqueda de la solución que satisfaga al investigador o diseñador.
- La búsqueda de la superficie cilíndrico- circular de mayor riesgo de deslizamiento, a partir de la fijación del campo ana-

lizado, no garantiza encontrar el coeficiente mínimo de estabilidad, por cuanto es posible la existencia de varios mínimos locales en el dicho campo.

- La diversidad de interpretaciones del factor de seguridad al deslizamiento evidencia que dicho factor en el fondo da una valoración relativa de la estabilidad, para evidenciar la medida de la seguridad en el marco de las premisas de cálculo del método aplicado; por esta razón, la formulación de un método universal para la valoración cuantitativa de la medida de seguridad al deslizamiento continúa como un problema sin solución unívoca.
- Ha evolucionado la concepción de introducir en la práctica de la ingeniería, los métodos de análisis de la estabilidad al deslizamiento (de los taludes de una presa de material del lugar) que guarden correspondencia total con las leyes de la mecánica, a través de las cuales se cumplan tanto las condiciones de equilibrio de la masa hipotética de deslizamiento, como las condiciones de frontera (condiciones de borde).

8.6.6. Influencia de diferentes factores en la estabilidad al deslizamiento del talud de una presa de tierra

8.6.6.1. Influencia de las fuerzas de empuje hidrodinámico y de filtración en la estabilidad del talud aguas abajo

En la siguiente figura se presenta el talud aguas abajo de una presa de tierra, con la presencia de drenaje tubular D. También se muestra en el gráfico una potencial superficie de deslizamiento, mientras que con sombreado está identificada la masa deslizante ubicada bajo la línea piezométrica y por tanto bajo acción de las fuerzas del flujo de filtración. Estas fuerzas están dirigidas hacia el exterior del talud y, por consiguiente, originan la disminución de la estabilidad del talud. Si el drenaje D es desplazado paulatinamente hacia aguas arriba, esto determinará que la masa deslizante se seque, cada vez en mayor volumen y, por consiguiente, aumente su estabilidad. Los análisis demuestran que, en caso de que el dren ocupe la posición D_1 (fuera de los límites del volumen más crí-

tico de deslizamiento), el factor de seguridad al deslizamiento del talud aguas abajo puede llegar a incrementarse hasta en un 20 a 25 %.

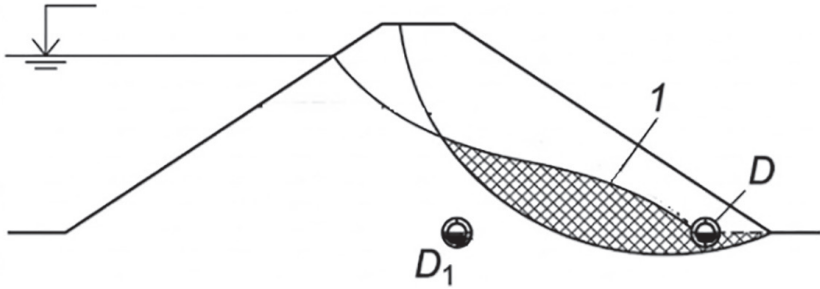


Figura 8.28. Efecto del drenaje en la estabilidad del talud aguas abajo.

1 - línea piezométrica.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

En consecuencia, en caso de que el análisis de la resistencia casual a la filtración, a través de la gradiente de control, permite disminuir la distancia desde aguas arriba hasta el drenaje, entonces cabe ubicar a este, lo más lejos posible desde el pie del talud aguas abajo. Es decir, el drenaje debe ser desplazado hacia aguas arriba, en tanto en cuanto no sea afectada la resistencia casual a la filtración tanto del suelo del relleno de la presa como del suelo de cimentación.

8.6.6.2. Influencia en la estabilidad al deslizamiento de las fuerzas superficiales aplicadas en diferentes sitios del talud

En la figura siguiente se muestra la superficie de deslizamiento trazada con un radio r , desde el centro O . La vertical $W-W$ atraviesa el centro O . Al aplicar una carga al talud, a la izquierda de la vertical $W-W$ (fuerza P_1), se disminuye la estabilidad del talud, en tanto que al mover la carga a la derecha de la vertical $W-W$ (fuerza P_2) se incrementa la estabilidad del talud. Al implantar la berma ab se disminuye el volumen del relleno y se incrementa la estabilidad del talud aguas abajo AB . La estabilidad local de la parte superior de dicho talud debe disminuir luego de la inclusión de la berma.

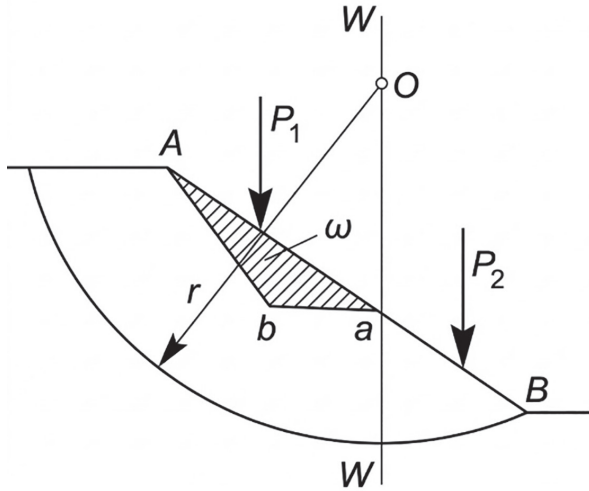


Figura 8.29. Efecto en la estabilidad de las fuerzas aplicadas al talud.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

8.6.6.3. Efecto de las fuerzas sísmicas en la estabilidad de un talud seco

En la siguiente figura se presenta el talud de una presa de tierra y en un punto M la unidad de volumen del relleno (1 m^3); está claro que su peso es γ_{seco} . Durante un sismo, en dicha unidad de volumen del relleno (al igual que en todas las unidades de volumen que conforman el talud) se aplicará una fuerza inercial; se asume que dicha fuerza es horizontal y está dirigida hacia el exterior del talud; por cuanto las fuerzas de inercia son fuerzas de masa, está claro que dicha fuerza es proporcional a la densidad y, por consiguiente, al peso volumétrico del material del relleno $\gamma_s = R_s \gamma_{seco}$, donde R_s es un coeficiente de proporcionalidad cuya magnitud depende de la intensidad del sismo de diseño para la zona de implantación de la presa, del material de la presa, de las características del macizo de cimentación.

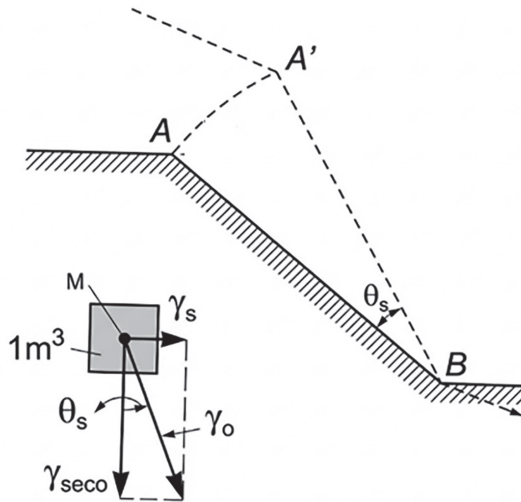


Figura 8.30. Efecto de la fuerza sísmica γ_s en la estabilidad del talud.

Fuente: Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Al sumar geoméricamente las fuerzas γ_s y γ_{seco} que actúan sobre la unidad de volumen del relleno se obtiene la fuerza resultante γ_o que es ser inclinada respecto a la vertical, en la magnitud de un ángulo θ_s . Por cuanto γ_o se diferencia en pequeña magnitud de γ_{seco} , se puede concluir que, $\gamma_o \approx \gamma_{seco}$.

El efecto sísmico radica en que las fuerzas específicas de masa, actuantes sobre el relleno durante el sismo, no son verticales sino inclinadas respecto a la vertical en un ángulo θ_s , en los diferentes puntos del talud. Se asume, para el análisis de estabilidad del talud considerando el efecto de las fuerzas sísmicas, que el ángulo θ_s es constante e igual a un valor promedio y, de esta manera, imaginariamente se gira el talud en la magnitud de dicho ángulo (Figura 8.30). Por tanto, para el análisis al deslizamiento con sismo debe considerarse el nuevo talud imaginario.

Está claro que $\theta_s = \operatorname{atan} \frac{\gamma_s}{\gamma_{seco}}$.

Los análisis prácticos demuestran que al considerar las fuerzas sísmicas el factor de seguridad al deslizamiento disminuye en 10...20 % y más.

$$\theta_s = \operatorname{atan} \frac{\gamma_s}{\gamma_{seco}} = \frac{\rho a_s}{\rho g} = \frac{a_s}{g} = K_s \quad (8.69)$$

$\frac{a_s}{g} = K_s$ - coeficiente sísmico depende de la sismicidad de la zona.

$$\theta_s = \operatorname{atan} K_s \quad (8.70)$$