

## Capítulo 16

# Pilas y muros de las presas de hormigón a gravedad y juntas permanentes de deformación

### 16.1. Aspectos generales de las pilas

Las pilas dividen todo el frente total de vertido en secciones, generalmente del mismo ancho o frente. Las pilas normalmente cumplen las siguientes funciones:

- Dividen al frente total de vertido en secciones que operan con compuertas.
- Sirven de apoyo para los puentes viales y de servicio.
- Sobre ellas se implantan los mecanismos para operación de las compuertas.
- Receptan las solicitaciones desde las compuertas.

El alto de las pilas debe ser suficiente para albergar en las guías a los elementos de apoyo y rodaje de la compuerta, en caso de que esta sea deslizante (plana).

El espesor y la longitud de las pilas se determinan a partir de las siguientes condiciones:

- La ubicación sobre ellas de los mecanismos para maniobra de las compuertas, así como de los puentes.

- Ubicación de las guías (nichos o hendiduras) para los elementos de apoyo de las compuertas.
- Su resistencia y estabilidad.

Hay tres posibles formas de las pilas en planta (Figura 16.1). La configuración de las pilas en planta, generalmente, debe ser suave y continua a fin de que el coeficiente de descarga (caudal) del orificio entre pilas sea el mayor posible y que los objetos flotantes no sean retenidos en el orificio.

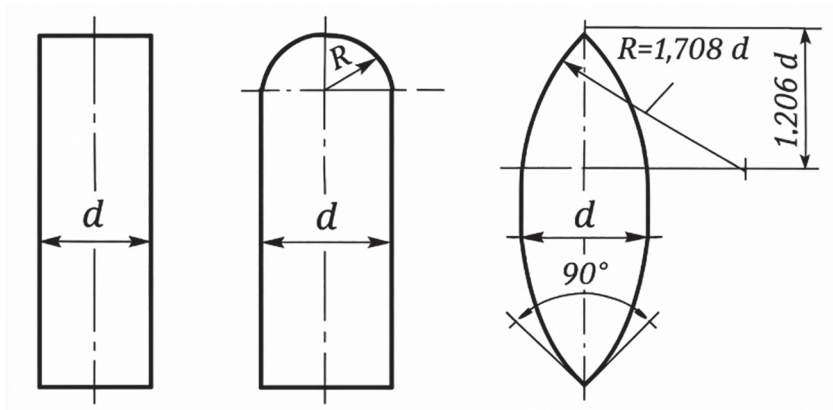


Figura 16.1. Configuración de las pilas en planta.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

La inclusión de las guías (nichos) en las pilas corresponde al caso de compuertas planas o deslizantes (Figura 16.2). Las guías nro. 3 permiten la implantación de las compuertas principales o de operación (4), en tanto que las guías nro. 1 y 2 permiten la implantación de las compuertas de emergencia o mantenimiento (2), bajo cuya protección se ejecutan los trabajos de reparación y mantenimiento de las compuertas de operación y de los elementos para su deslizamiento.

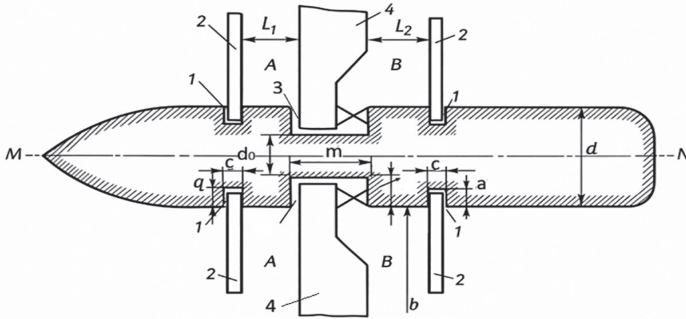


Figura 16.2. Esquema de una pila en planta.

1- guía para la compuerta de mantenimiento o de emergencia; 2- compuerta de emergencia o mantenimiento; 3- guía para la compuerta de operación; 4- compuerta principal o de operación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Las dimensiones en planta de las guías ( $a, c, m, n$ ) dependen de las dimensiones de los elementos de apoyo de las compuertas. Para el diseño preliminar, las dimensiones anotadas pueden adoptarse de la siguiente manera:  $a \approx c \approx 0,5 m$ ;  $n = \frac{m}{2} \approx 0,7$  a  $2,0 m$ ;  $m \approx (\frac{1}{7} \text{ a } \frac{1}{10})b \approx (1 \text{ a } 4 m)$ , donde  $b$  es el ancho visto del orificio.

Una medida importante es el ancho  $d_o$  en la parte más angosta de la pila. Generalmente, se asume que  $d_o \geq 1$  a  $1,5 m$ . Para este valor de  $d_o$ , el espesor  $d$  de la pila,  $d = d_o + 2n \approx 2,0$  a  $6,0 m$ .

A. R. Berezinsky recomienda adoptar los siguientes espesores de las pilas: para  $b = 10 m$ ,  $d = (0,20 \text{ a } 0,25)b$ ; para  $b = 20 m$ ,  $d = (0,12 \text{ a } 0,16)b$ ; para  $b = 30 m$ ,  $d = (0,10 \text{ a } 0,13)b$ . El límite inferior se refiere a cargas  $H$  sobre la cresta del vertedero menores a  $3 m$ .

Como se sustentará más abajo, en los casos que corresponda, las pilas son divididas en dos semipilas a lo largo del eje  $MN$  (Figura 16.2) con ayuda de una junta de deformación. En estos casos el espesor de la pila cabe incrementar en  $0,5$  a  $1,0 m$ .

En lo que tiene que ver con las dimensiones  $l_1$  y  $l_2$ , estas deben permitir comodidad para los trabajos de reparación y mantenimiento

de la compuerta principal en los espacios *A* y *B*. Generalmente, las dimensiones  $l_1$  y  $l_2$  se adoptan no menores a 1,0 a 1,5 m.

Algunos tipos de compuertas, por ejemplo, las radiales, no requieren de guías en las pilas, en cuyo caso el espesor  $d$  de la pila debe ser disminuido en 1 a 2 m.

Por su forma lateral se distinguen los siguientes tipos de pilas (Figura 16.3a-f): sin escalón, con un escalón, con dos escalones y con tres escalones.

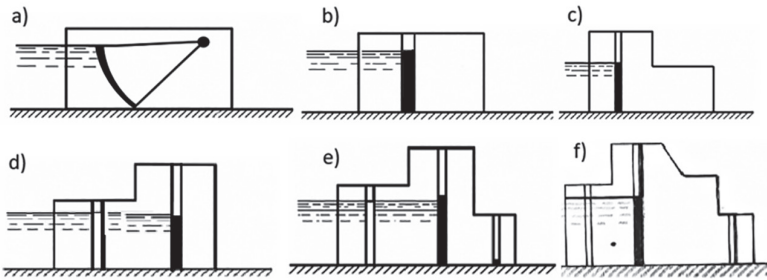


Figura 16.3. Vista lateral de una pila.

a y b- pila sin escalón; c y d- pila con un escalón; e- pila con dos escalones; f- pila con tres escalones.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

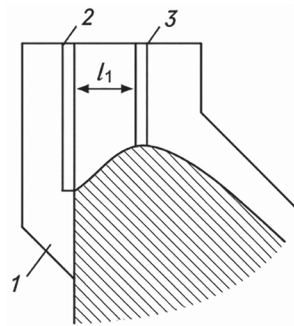


Figura 16.4. Esquema de una pila contiene volado (vista lateral).

1- volado; 2- guía para la compuerta de mantenimiento; 3- guía para la compuerta de operación.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

## 16.2. Aspectos constructivos de las pilas

Para el análisis estático de las pilas es necesario considerar la subpresión que actúa en la base de la pila, así como en las juntas horizontales.

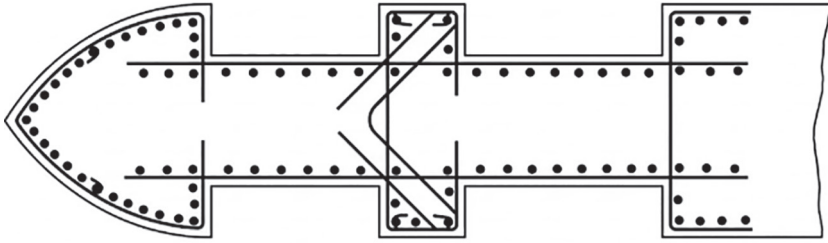


Figura 16.5. Esquema del armado de una pila de hormigón.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

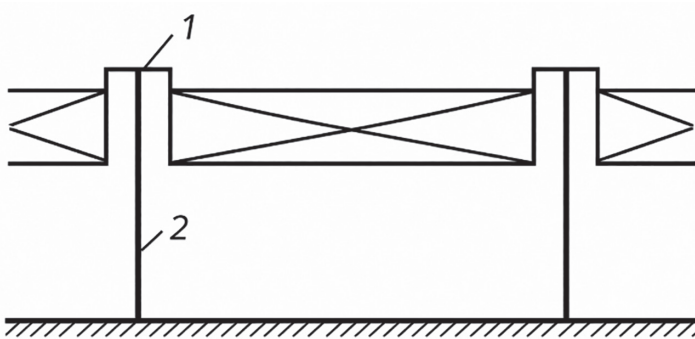


Figura 16.6. Corte de la pila 1 con juntas de deformación 2.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

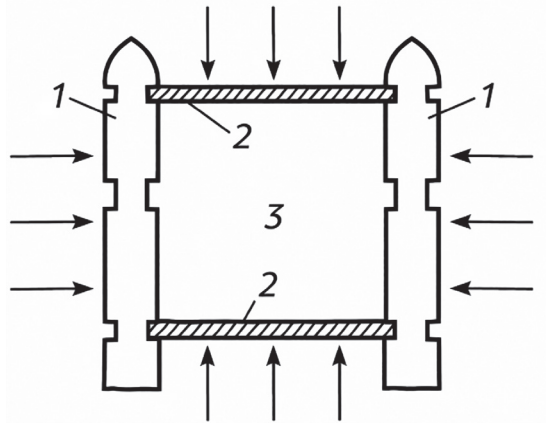


Figura 16.7. Escenario de cálculo: reparación de la compuerta de emergencia.

1- pila; 2- compuerta de mantenimiento; 3- espacio desde el cual se ha evacuado el agua.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

El análisis de resistencia de las pilas se realiza para una serie de secciones horizontales. Para el efecto se establece la condición que en las pilas no se presenten esfuerzos de tracción.

La estabilidad de las pilas es verificada para el deslizamiento. Adicionalmente, se verifica la resistencia local de la pila.

### 16.3. Aspectos generales de los muros anexos a las presas vertedero

Se distinguen dos tipos de muros anexos a las presas vertedero cimentadas en suelo:

- Muros divisorios con ayuda de los cuales la presa vertedero se separa de: a) presa ciega de hormigón, b) de otra construcción de hormigón que forma parte del frente de contención, como una central hidroeléctrica.
- Muros de enlace con ayuda de los cuales la presa vertedero se enlaza con: a) una presa de material del lugar, b) las lade-

ras del sitio de presa, en cuyo caso tenemos muros de enlace de margen.

El objetivo principal de los muros es cumplir las mismas funciones que cumplen las pilas en relación a las compuertas, puentes y mecanismos de maniobra de compuertas. Por esta razón la configuración lateral del muro resulta ser aproximadamente la misma que la de una pila en su parte superior. Asimismo, un muro divisorio debe evitar el ingreso a las construcciones vecinas del agua evacuada por la presa; por su parte los muros de enlace deben permitir un enlace seguro y confiable de la presa vertedero con la presa de material del lugar o con la ladera del sitio, al tiempo que proteger a estos elementos de la erosión o socavación aguas abajo.

Un muro divisorio, en realidad, tiene semejanza con una semipila (Figura 16.8). La diferencia de un muro divisorio con una semipila radica en dos aspectos: primero, la parte inferior del muro se alarga (en comparación con una pila) para proteger del ingreso del agua a la estructura vecina; segundo, el borde *ab* del muro siempre debe ubicarse sobre el nivel de agua en el vertedero de la presa (1,0 a 1,5 m).

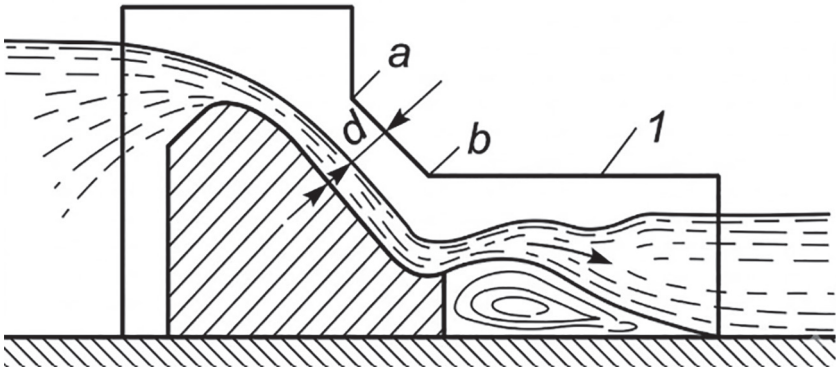


Figura 16.8. Muro divisorio.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

## 16.4. Tipos de muros de enlace

### 16.4.1. Muro de enlace con paredes laterales

Este tipo de muro se construye con uno de dos esquemas. En el esquema A (Figura 16.9) las paredes o muros laterales 2 forman con el muro frontal 4 un ángulo de  $90^\circ$ . En el esquema B (Figura 16.10) los muros laterales 2 forman (en planta) con el muro lateral 1 ángulos  $\alpha > 90^\circ$  (en algunos casos la parte 2 puede no ser rectilínea en planta como se muestra en la figura, sino curvilínea).

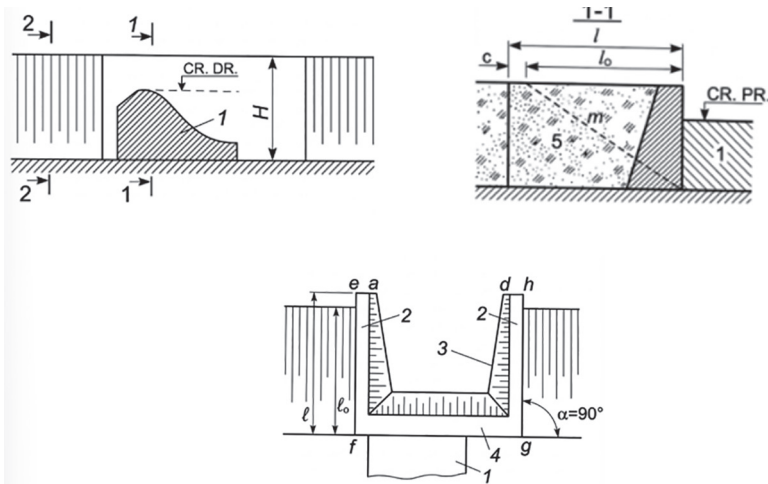


Figura 16.9. Muro de enlace constituido por muro frontal y paredes de retorno (laterales). 1- presa vertedero; 2- muros o paredes de retorno (laterales); 3- relleno tras el muro; 4- muro frontal. Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Como se observa en la Figura 16.9, la longitud de la pared de retorno en este caso es igual a:

$$l = l_o + c = mH + c \quad (15.1)$$

Donde:

$l_o = mH$ : proyección horizontal del talud.

$H$ : altura del talud.

$c$ : reserva igual a 0,5 a 1,0 m.

De la ecuación anterior es evidente que la longitud de las paredes o muros laterales depende de la proyección horizontal del talud  $l_o$ . Para acortar la longitud del muro lateral de  $l$  hasta  $l'$  (Figura 16.11) en ocasiones es “empujado” el talud de la presa de tierra hacia el frente de vertido de la presa de hormigón (es decir, en lugar del talud  $ab$  se asigna el talud  $a'b'$ ). A fin de que dicho talud “empujado” no sea socavado por el agua, debe ser cubierto por una protección.

La línea  $abcd$  (Figura 16.9) que limita al muro de enlace en su parte interna (desde el lado del relleno tras el muro) se denomina contorno subterráneo del muro de enlace; la línea  $efgh$  que limita el muro desde afuera se denomina contorno externo del muro.

El contorno subterráneo del muro es mojado por el flujo de filtración con superficie libre que tiene lugar en la ladera (en el contorno de la presa). El contorno externo del muro es mojado por el flujo superficial de agua que es evacuada a través de los orificios extremos de la presa.

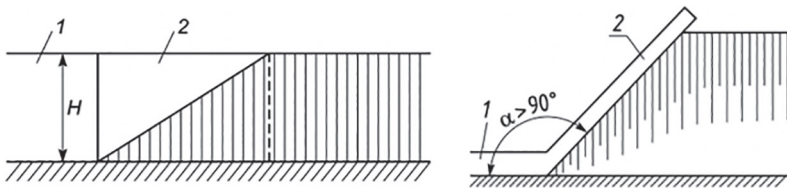


Figura 16.10. Muro de enlace con paredes laterales (esquema B).

1- muro frontal; 2- pared lateral.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

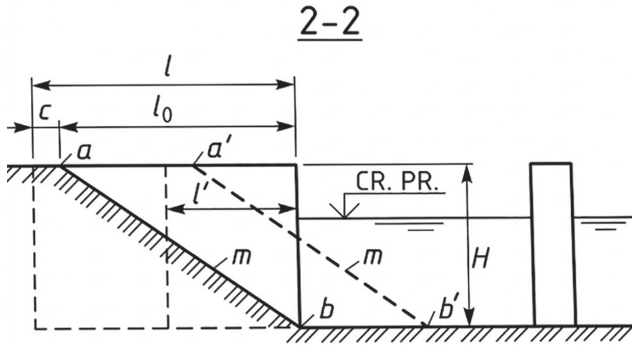


Figura 16.11. Sección 2-2 (ver Figura 16.9) de un muro de enlace con paredes laterales. Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

#### 16.4.2. Muro de enlace con paredes inclinadas (muros de ala)

En particular con muros de ala sumergidos porque su cresta o borde superior penetra bajo el nivel de agua). Los muros de ala pueden ser rectilíneos (como en la Figura 16.12) o curvilíneos.

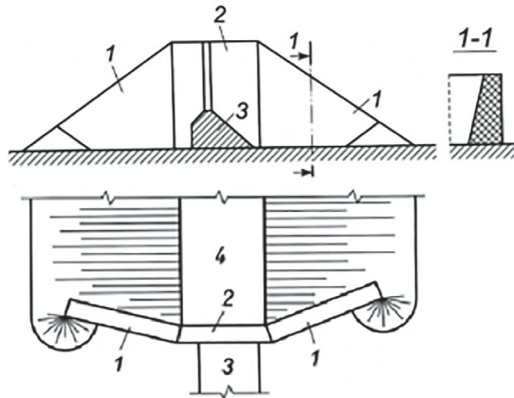


Figura 16.12. Muro de enlace con paredes inclinadas.

1- pared inclinada (muro de ala); 2- muro frontal; 3- presa de hormigón; 4- presa de tierra.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

### 16.4.3. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala)

Es frecuentemente utilizado en el caso de pequeñas estructuras de contención en canales. La superficie oblicua 1 (Figura 16.13) es algo curvilínea (no es plana) superficie  $abcd$ , la misma que se construye de la siguiente manera: Se trazan dos tramos rectos  $ab$  y  $cd$  ubicados a diferentes alturas; a continuación, se traza la recta  $mn$ , ubicada en la superficie vertical transversal (con relación al canal); la recta  $mn$  deslizando a lo largo de las directrices  $ab$  y  $cd$  describe la superficie oblicua buscada. Con frecuencia se adoptan muros de tipo combinado donde, en la parte superior (aguas arriba) se tiene pared de retorno, en tanto que en la parte inferior (aguas abajo) se tiene pared inclinada (muro de ala) y tipos similares.

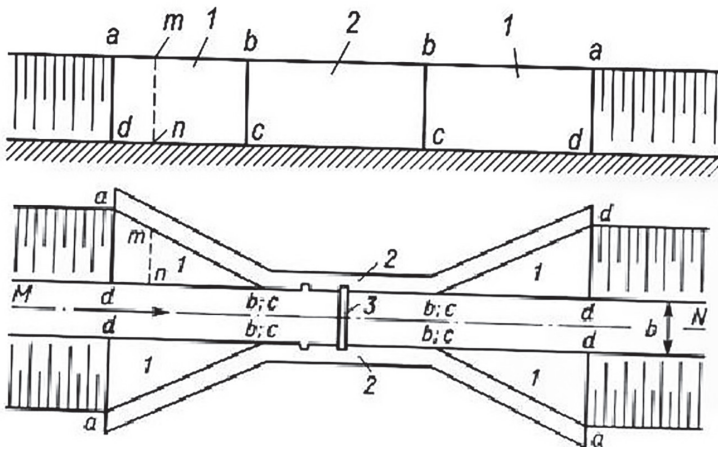


Figura 16.13. Muro de enlace con paredes oblicuas (muros de ala).

1- superficie oblicua; 2- muro frontal; 3- compuerta; MN- eje del canal.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Los tipos identificados de muro de enlace (excluyendo el muro de la Figura 16.13) se relacionan con el caso de enlace de una presa con una ladera constituida de material no rocoso (suelo). En los casos de laderas rocosas se simplifican las características constructivas del muro

de enlace: aquí el muro se transforma en una pared frontal de hormigón con cortas alas de retorno incrustadas en la roca. En algunos casos la pared frontal es apoyada a la roca con ayuda de anclajes empotrados en la ladera.

#### ***16.4.4. Ejemplo de un muro que enlaza la presa de hormigón con una presa de tierra***

En la Figura 16.14 se presenta el ejemplo de un muro que enlaza una presa de hormigón con una de tierra. En la parte superior del muro se tiene una pared de retorno; en la parte inferior un muro de ala. El talud superior de la presa se incrusta en el primer orificio de la presa vertedero de hormigón. Se observa que el centro  $O_1$  debe estar ubicado fuera de los límites de la base del talud aguas debajo de la presa de tierra. En el diseño del nodo considerado es necesario resolver el problema de enlace del drenaje de la presa de tierra y de hormigón, así como también el problema de enlace de los elementos impermeabilizantes de la presa de tierra con el muro de hormigón. En algunos casos la carpeta 10 de la presa de hormigón debe ser colocada por debajo del cono 11 de la presa de tierra.

La corona ensanchada de la presa de tierra en el sitio de su unión con la presa de hormigón es utilizada en algunas ocasiones para conservar las estructuras de cierre de los orificios de la presa de hormigón, durante las operaciones de mantenimiento y reparación.

En la Figura 16.14 se muestra el caso cuando el frente de vertido de la presa de hormigón está ubicado aproximadamente en la línea de corte del espejo de agua con el talud aguas arriba de la presa de tierra. La vía trazada en la corona de la presa de tierra tiene giros. En ocasiones dicha vía tiene trazado recto en planta y la construcción de hormigón es desplazada al área del tramo aguas arriba.

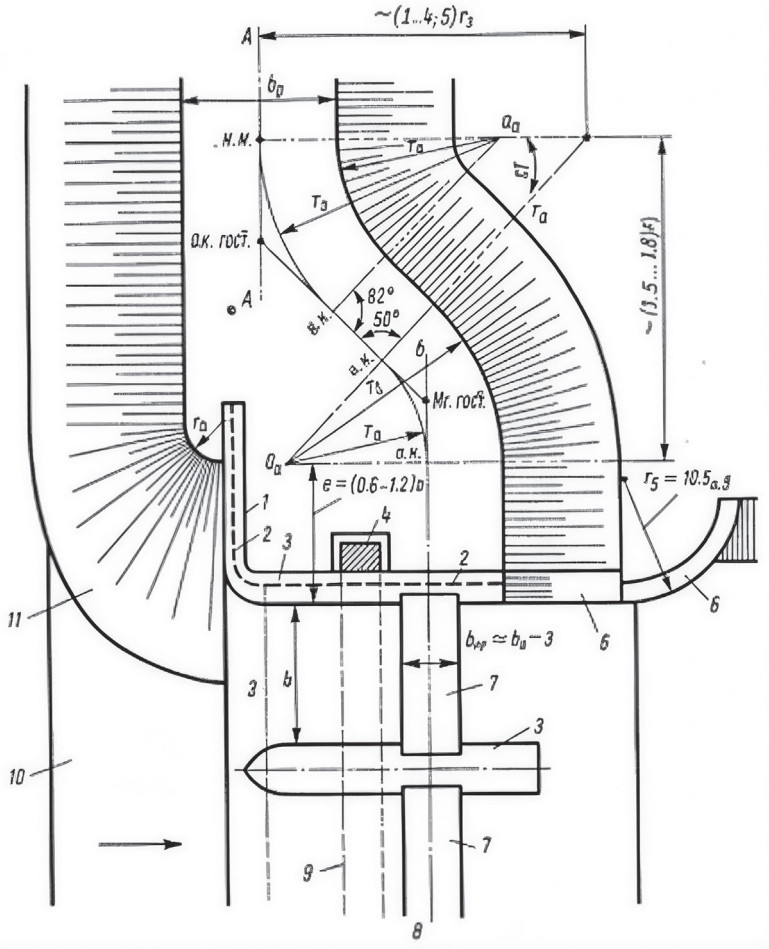


Figura 16.14. Esquema del muro de enlace de una presa de hormigón con una presa de tierra.

A-A- eje de la presa de tierra; B-B- eje del puente de tránsito de la presa de hormigón; 1- pared de retorno; 2- fila de pilotes de la tablestaca bajo la presa; 3- muro frontal con cresta horizontal; 4- pozo de entrada a la galería; 5- muro de ala; 6- muro de ala con cresta horizontal; 7- puente de tránsito; 8- pila; 9- galería; 10- carpeta; 11- cono de la presa de tierra "empujado" en un orificio de la presa vertedero;  $b_o$ - ancho de la corona de la presa de tierra;  $b_p$ - ancho del puente de tránsito;  $b$ - ancho del orificio de la presa;  $r$ - radio;  $h_{AAB}$ - profundidad en el tramo aguas abajo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

### **16.4.5. Selección del tipo de muro de enlace y diseño de su contorno externo**

El tipo de muro de enlace y sus dimensiones fundamentales son adoptados tomando en cuenta tres factores importantes: la configuración del macizo natural con el cual colinda la presa de hormigón, el tipo y dimensiones de las compuertas de la presa, y la ubicación de las compuertas, mecanismos de maniobra y los puentes de tránsito.

Las condiciones de trabajo estático de las paredes que conforman el muro deben ser las más favorables a fin de que el volumen requerido de hormigón sea el menor. El volumen requerido de hormigón para construir el muro de enlace se obtiene relativamente grande, por lo que, si la presa de tierra anexa a la presa vertedero de hormigón tiene longitud pequeña, entonces a veces es favorable desde el punto de vista económico reemplazar la presa de tierra por una presa ciega de hormigón y descartar el muro de enlace de gran altura para enlazar la presa de tierra.

Al diseñar el muro de enlace se consideran las siguientes condiciones hidráulicas:

- La contracción lateral del flujo y las pérdidas de carga en el movimiento a través de los orificios de la presa deben ser las menores posibles
- El caudal unitario  $q$  debe distribuirse de la manera más uniforme posible en el ancho del frente de vertido.
- Los objetos flotantes deben pasar libremente a través de los orificios de la presa.

Tomando en cuenta lo anotado, cabe tender a que en el acercamiento del flujo a los orificios de la presa no surjan vórtices, es decir que se asegure la ausencia de discontinuidades en el contacto del flujo con las paredes de muros y pilas.

En la Figura 16.15 se muestra el esquema de una presa vertedero en planta. El caudal unitario dado (se asume) para el diseño del frente de vertido es:

$$q = \frac{Q_{dis}}{B} \tag{15.2}$$

Donde:

$Q_{dis}$ : caudal de diseño.

$B$ : frente ancho del frente de vertido.

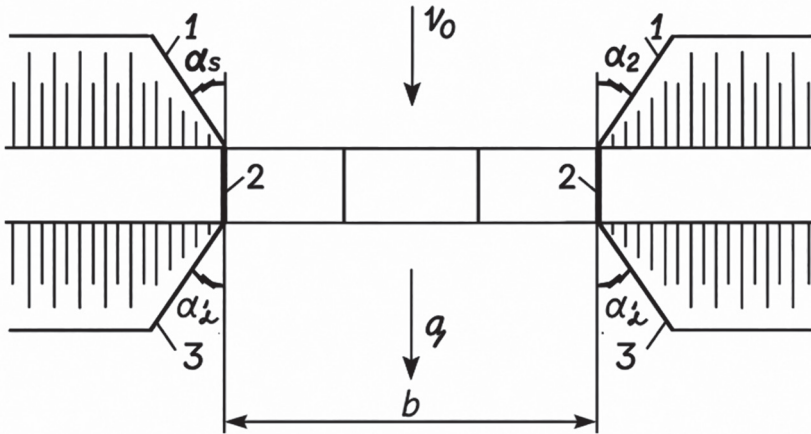


Figura 16.15. Esquema de una presa vertedero (en planta).

1 y 3- paredes (muros) superior e inferior; 2- muro frontal;  $\alpha_s$ - ángulo que determina la dirección de la pared superior;  $\alpha_i$ - ángulo que determina la dirección de la pared inferior;  $v_0$ - velocidad de acercamiento.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Como se aprecia de la ecuación, el ancho  $B$  no depende del coeficiente de caudal del vertedero  $m$ . De  $m$  depende únicamente el alto de la compuerta. Dando al contorno de los muros una forma hidrodinámica, es decir que permita el contacto suave con el flujo, únicamente se logra disminuir el alto de las compuertas. Hechas estas observaciones a continuación se considera el tema relativo al diseño de las paredes superior (aguas arriba) e inferior (aguas abajo) de los muros.

### 16.4.5.1. Paredes superiores (aguas arriba)

En este punto caben las siguientes recomendaciones prácticas:

- En el caso de la Figura 16.16a, cuando  $\frac{T}{H} \geq 5$ , donde  $T$  es la profundidad del agua en el tramo aguas arriba y  $H$  es la carga del vertedero, la velocidad de acercamiento al vertedero  $v_0$  de obtiene tan pequeña que, desde el punto de vista hidráulico es indiferente la configuración en planta que tenga la pared superior. Para dicha relación el tema de configuración de la pared superior cabe resolver únicamente sobre la base de consideraciones económicas y constructivas (sin tener en cuenta las condiciones hidráulicas).
- En el caso de la Figura 16.16b, cuando  $\frac{T}{H} < 5$ , es necesario considerar las condiciones hidráulicas. Precisamente, a partir de estas consideraciones no deben ser recomendadas las siguientes paredes: a) pared sumergida con talud sumergida  $ab$  y ángulo  $\alpha_s = 0$  (Figura 16.17a), en caso de adoptar este tipo de pared, a través de ella vertería agua y se presentaría un escenario hidráulico desfavorable; b) las paredes  $ab$  mostradas en la Figura 16.17b y c.

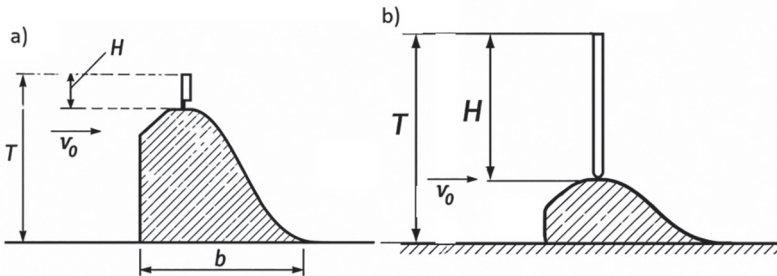


Figura 16.16. Consideración de la velocidad de acercamiento para el diseño de las paredes superiores.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

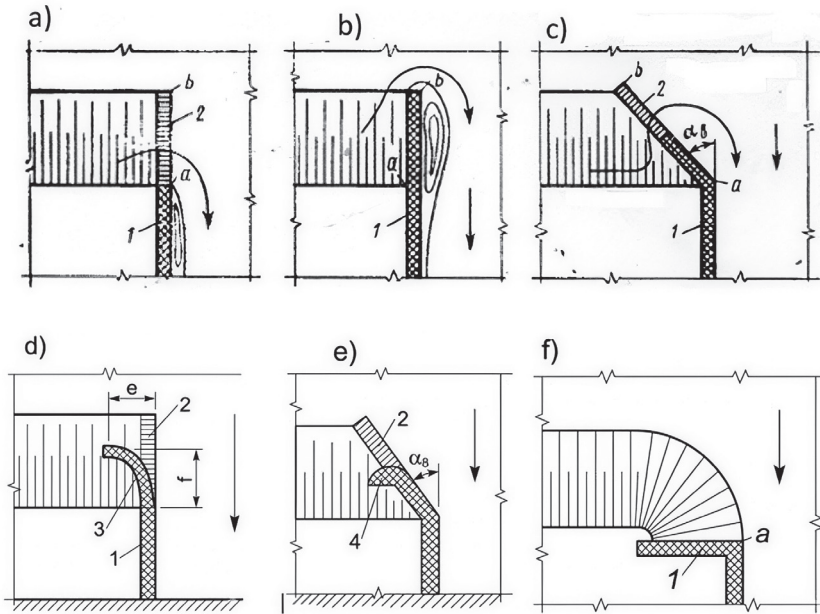


Figura 16.17. Paredes superiores

a, b, c- no recomendadas; d, e, f- recomendadas; 1- cresta no sumergible del muro; 2- cresta sumergible del muro; 3- configuración elíptica del muro; 4- cantiléver.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Cuando se presenta la condición  $\frac{T}{H} < 5$  se puede recomendar:

- Pared de tipo elíptico en planta con relación de los semiejes  $e \approx 2,25$  (Figura 16.17d).
- Pared superior combinada (Figura 16.17e).
- Pared en forma de muro de retorno con la esquina  $a$  redondeada en lo posible (Figura 16.17f).

El cono de la presa de tierra “empujado” en el trayecto de la presa de hormigón, mejora las condiciones hidráulicas (pero hasta determinado límite). En los casos que ameriten, para valores pequeños de la relación  $\frac{T}{H}$  en el proceso de diseño la configuración de las paredes superiores es necesario verificar en modelos físicos de laboratorio.

#### 16.4.5.2. Paredes inferiores (aguas abajo)

Para evitar la separación de la lámina de tránsito de la pared inferior, es conveniente adoptar el ángulo  $\alpha_i$  bajo la condición  $tg \alpha_i \leq \frac{1}{8}$ . En algunos casos se adopta  $\alpha_i = 90^\circ$ . El tema de las paredes inferiores está relacionado con el diseño del tramo aguas abajo (capítulos 12 y 13). En estos casos también con frecuencia cabe recurrir a investigaciones en modelos físicos de laboratorio.

### 16.5. Elementos para el diseño de la pared interior del muro de enlace

Para seleccionar el tipo de enlace la filtración tras el muro tiene un rol secundario. Estas condiciones deben ser consideradas principalmente para diseñar la superficie interior del muro. Al respecto se considera lo siguiente:

- El suelo en contacto con el muro debe ser en lo posible poco permeable y no modificar su volumen en caso de humedecimiento con agua.
- Este suelo no debe ser erosionado por el flujo de filtración.
- La presión del agua de filtración en la parte inferior del muro debe ser en lo posible mínima.

Como consecuencia de estas condiciones se distinguen tres temas relacionados con el diseño de la superficie interior del muro: diseño del relleno tras el muro, diseño de la configuración de la sección transversal vertical del muro; dicha configuración generalmente se adopta rectilínea (la superficie *ab* en la Figura 16.18b) y diseño de la configuración interna del muro en planta, es decir diseño de su contorno subterráneo.

A continuación, se hace referencia al último de los tres temas identificados. En el diseño del contorno subterráneo del muro se presenta la filtración con superficie libre tras el muro. A fin de que aguas abajo no se presente la deformación de desplazamiento local por filtración o la tubificación externa, en la inferior (aguas abajo) del muro

se coloca el correspondiente drenaje protegido por un filtro invertido. Dicho drenaje debe ser continuación del drenaje de la presa de tierra.

Al acercar el drenaje del muro hacia aguas arriba, desciende la línea piezométrica del flujo de filtración y, consecuentemente, disminuye la presión del agua de filtración sobre el muro; se disminuye la longitud del contorno subterráneo del muro y, consecuentemente, disminuye la resistencia a la filtración del suelo de relleno tras el muro.

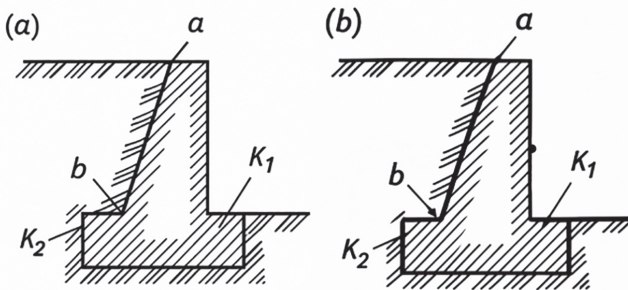


Figura 16.18. Configuración de la superficie interna *ab* del muro.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Con el fin de aumentar la longitud del contorno subterráneo del muro en algunas ocasiones se implantan los denominados espolones largos (Figura 16.19). Dicho espolón debe ser implantado no más abajo en dirección del flujo de la línea de compuertas de la presa. La longitud del espolón, así como el sitio de ubicación del drenaje son determinados a través del cálculo de la resistencia a la filtración del suelo del relleno tras el muro (ver el siguiente apartado).

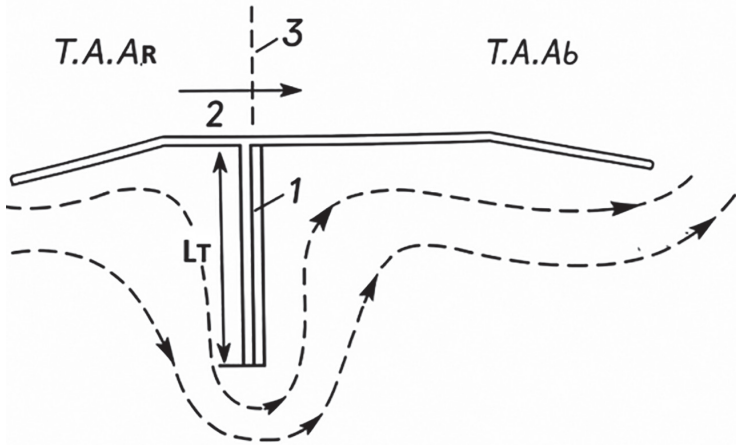


Figura 16.19. Planta de un espolón largo  
 1- espolón; 2- muro frontal; 3- línea de compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Los espolones largos pueden ser ejecutados de tres formas: como un muro de hormigón u hormigón armado, como núcleo de suelo arcilloso y como tablestaca de pilotes. En caso de que bajo la presa se cuente con tablestaca, entonces esta es enlazada con el espolón. En ausencia del espolón largo, las filas de tablestacas de la presa deben prolongarse y continuar bajo el muro e incrustarse en la ladera, para bloquear los caminos de filtración.

### 16.6. Criterios respecto al cálculo estático de los muros de enlace

Los muros de enlace de hormigón son calculados como muros de contención, en forma semejante a las presas ciegas de hormigón. En el cálculo de los muros se distinguen los escenarios de operación y de construcción.

### 16.6.1. Escenario de operación

En el cálculo es considerado un metro del muro de enlace (Figura 16.20b) en aquel sitio donde el trabajo mecánico del muro es más exigente. En el caso cuando a lo largo de la presa se tiene losa de disipación (ver apartado 14.2) la sección de mayor riesgo del muro frontal con frecuencia está ubicado directamente en la línea de compuertas, donde el nivel de agua a lo largo de la presa es suficientemente bajo.

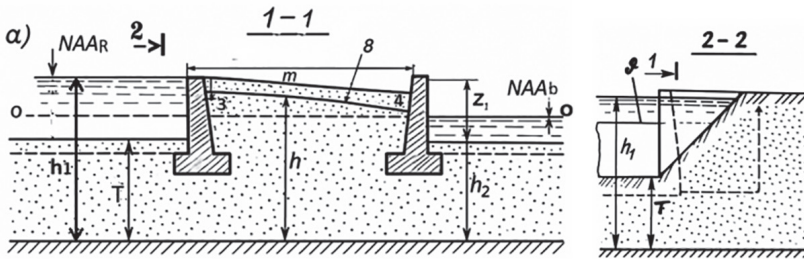


Figura 16.20. Línea piezométrica 1'-6' [a] y sección vertical del muro frontal [b].  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En el muro frontal actúan las siguientes fuerzas:

- Fuerza de presión hidrostática  $P_1$  del agua de filtración.
- Empuje  $P_2$  del suelo sumergido ubicado bajo el nivel del agua de filtración.
- Empuje  $P_3$  del suelo seco ubicado sobre el nivel del agua de filtración.
- Fuerza de presión hidrostática  $P_4$  desde el lado del orificio de la presa (esta fuerza se determina para el nivel más bajo de agua).
- Subpresión  $W$  que actúa en la base del muro.
- Peso propio  $G$  de un metro considerado de muro.

Las paredes con talud (con corona inclinada) son calculados en forma semejante; las paredes que forman superficie oblicua son calcu-

ladas como como muros inclinados. En lo que respecta a las paredes o muros de retorno, en el sitio de contacto de estas con el muro frontal se adopta como sección del muro de retorno la misma del muro frontal. Al final del muro de retorno, donde dicho muro está totalmente incrustado en el macizo natural de la ladera, se adopta la sección mínima permisible por consideraciones constructivas (por ejemplo, el espesor del muro se adopta de 0,5 a 1,0 m). En caso de que el muro frontal sea corto y tenga unión suficientemente rígida con los muros de retorno, entonces todo el muro de enlace es calculado al corte como una sola estructura.

En caso de que el macizo de cimentación esté constituido por roca de buena calidad, el muro de enlace puede no ser verificado respecto al deslizamiento, limitándose a verificar la ausencia de esfuerzos de tracción en el hormigón.

Cuando el muro de enlace está separado de la presa vertedero de hormigón por una junta de deformación, generalmente, el cálculo de estabilidad al deslizamiento del muro frontal se realiza sin considerar la reacción de la masa de hormigón de la presa vertedero. En el caso de cimentación en suelo, con frecuencia se puede permitir un pequeño deslizamiento del muro en dirección de la presa de hormigón (en la magnitud del espesor de la junta de deformación); en este caso es posible tomar en cuenta la reacción mencionada. El ancho en la base del muro de enlace normalmente se obtiene igual a  $(0,5 \text{ a } 0,65)H$ , donde  $H$  es la altura del muro (el coeficiente 0,5 corresponde al caso de suelo seco).

### **16.6.2. Escenario de construcción**

Adicionalmente el muro de enlace debe ser verificado respecto a la ausencia de esfuerzos de tracción en la superficie de cimentación cuando opera en condiciones cuando el espacio tras el muro aún no cuenta con el relleno tras el muro. Al identificar en este caso las fuerzas actuantes se considera la secuencia en la ejecución de los trabajos. En caso de que el muro se ha construido inmediatamente en toda su altura (Figura 16.21), entonces, a lo largo de la línea *ab*, puede abrirse una fisura y a continuación en este sitio puede formarse una peligrosa ruta de

filtración. Por esta razón, en ocasiones, el relleno tras el muro se ejecuta a medida que se construye el muro. Se supone que en el caso de que se ejecute esta secuencia de trabajos la necesidad de considerar el escenario de construcción perdería sentido. En el diseño del muro es necesario considerar las correspondientes deformaciones térmicas del muro y los esfuerzos térmicos que surgen en el muro.

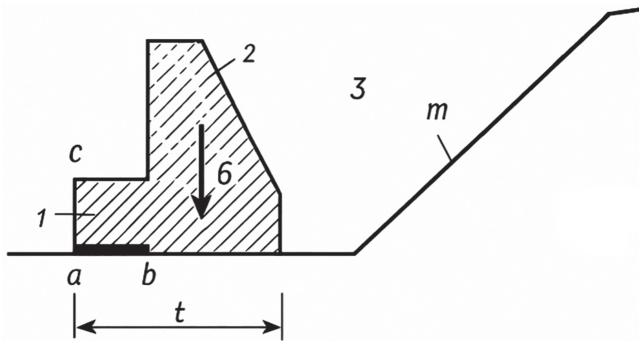


Figura 16.21. Formación de la fisura  $ab$  durante el proceso constructivo  
 1- junta en la estructura de hormigón; 2- muro frontal; 3- espacio para el relleno tras el muro.  
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

### 16.6.3. Consideraciones adicionales respecto a la construcción del muro de enlace

Cuando el muro es implantado en suelos débiles, resulta necesario ensanchar la base del muro a fin de disminuir los esfuerzos en la superficie del suelo de cimentación. Para el efecto se incluyen los correspondientes volados  $K_1$  y  $K_2$  (Figura 16.18).<sup>2</sup> En ocasiones se prescinde de los muros de hormigón a gravedad prefiriendo los de hormigón armado. En algunos casos bajo el muro se implanta cimentación en pilotes, aun cuando esto no sea deseable debido a la filtración de contacto.

2 En la Figura 16.18 y 16.21 se considera el caso cuando en el suelo de cimentación el muro está con una junta de deformación de la losa de disipación.

La parte inferior (aguas abajo) del muro normalmente se drena a fin de disminuir la presión sobre el muro del agua de filtración. En este caso, la evacuación del agua de filtración desde el drenaje hacia el exterior se realiza a través de orificios de filtración ejecutados en la pared del muro (Figura 16.22).

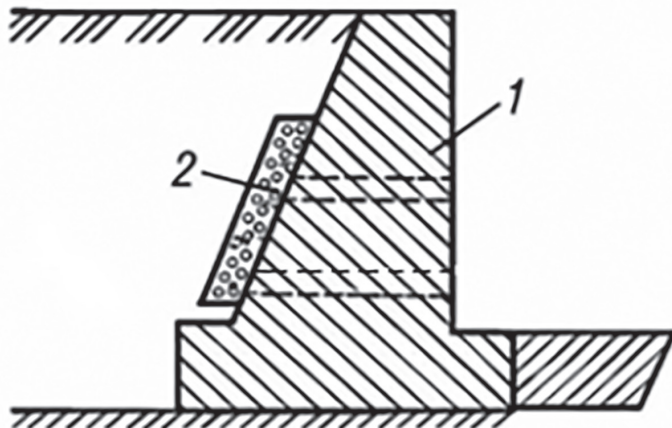


Figura 16.22. Evacuación del agua de filtración a través de la pared del muro.

1- conducto de evacuación; 2- drenaje protegido con filtro invertido.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Dentro de los límites del muro, con frecuencia, se implantan estructuras de apoyo: escaleras para peces, acceso a la galería, puentes de servicio y bodega de repuestos y herramientas. En caso de que el muro frontal sea suficientemente largo, entonces, es necesario dividirlo con las correspondientes juntas transversales de deformación.

El suelo con el que se rellena la excavación tras el muro debe ser cuidadosamente compactado, de lo contrario puede surgir una peligrosa filtración de contacto.

## 16.7. Juntas permanentes de deformación en las presas a gravedad de hormigón

### 16.7.1. Aspectos generales

Las presas de hormigón son divididas longitudinalmente en bloques constructivos separados por juntas permanentes transversales de deformación en la sección transversal completa. A estas juntas también se las denomina de construcción o constructivas). Adicionalmente, en ocasiones, se prevén juntas de deformación en la sección transversal parcial ejecutadas dentro de los límites de un bloque constructivo dado de la presa. En caso de que se cuente con juntas permanentes de deformación de sección transversal parcial, la distancia entre las juntas de sección transversal completa se incrementa.<sup>3</sup>

Las juntas de deformación con sección transversal parcial siempre son únicamente térmicas. En cambio, las juntas de sección transversal completa tanto térmicas como también térmicas y de asentamientos.

Cabe distinguir dos tipos de deformaciones térmicas del hormigón: deformaciones que obedecen a los procesos endotérmicos del hormigón y deformaciones originadas por las variaciones de la temperatura del medio (estas últimas deformaciones se difunden únicamente dentro de los límites de la capa superficial del hormigón, hasta una profundidad de, por ejemplo, 5 m).<sup>4</sup>

En lo que respecta a las deformaciones por contracción del hormigón, en el caso de las presas, generalmente no se las toma en cuenta.

En el diseño de las presas de hormigón se determinan:

- 
- 3 En lugar de las juntas permanentes de deformación (o complementariamente a ellas) en ocasiones se incluyen además juntas temporales de deformación a sección transversal completa, así como también juntas de hormigonado.
  - 4 Existe un tercer tipo de deformaciones térmicas de la presa de hormigón, originadas por la diferencia entre la temperatura media anual de la estructura de la temperatura de la mezcla de hormigón durante el hormigonado de la presa.

- Distancia entre las juntas permanentes de deformación, tanto de sección transversal completa como parcial.
- Sitio de ubicación de dichas juntas en la presa.
- Ancho de las juntas.
- Método de sellado de las juntas transversales a fin de que a través de ellas no surja filtración del agua desde el tramo aguas arriba al tramo aguas abajo.

Es importante recalcar que las juntas de deformación se adoptan con el fin de no permitir en el hormigón los peligrosos esfuerzos de tracción, originados por las deformaciones mencionadas líneas arriba. En principio se puede optar por otra vía: no adoptar las juntas de deformación, pero en cambio incluir el armado de la presa a fin de que el acero recepte los esfuerzos de tracción que se presenten. Sin embargo, la segunda alternativa (armado de la presa) resulta menos económica y menos confiable. En cambio, la división longitudinal de la presa con juntas transversales introduce determinación al trabajo mecánico de la estructura, hecho que facilita su diseño.

En el caso de cimentación en suelo siempre cabe prever las juntas de deformación. En el caso de cimentación en roca, cuando no hay riesgo de asentamientos, en ocasiones no se adoptan juntas permanentes de deformación. En estos casos se prevén juntas transversales temporales, los mismos que son encementadas luego que concluyan las deformaciones térmicas originadas por los procesos endotérmicos del hormigón. En una presa de hormigón construida de esta manera no surgirán esfuerzos de tracción originados por las variaciones de la temperatura del medio; únicamente en verano podría surgir el incremento de los esfuerzos de compresión; sin embargo, los esfuerzos de compresión generalmente no son peligrosos para el hormigón.

### ***16.7.2. Esquemas de división de la presa con juntas de deformación***

Al diseñar las juntas permanentes de deformación en el cuerpo de la presa vertedero de hormigón, se consideran los siguientes aspectos:

- Al trazar uno, dos o varias juntas de deformación  $ab$  con sección completa entre las pilas vecinas A y B (Figura 16.23a y b) se obtienen condiciones tales que, en presencia de deformaciones del suelo de cimentación de la presa, los asentamientos de sus partes independientes (separadas por las juntas de deformación) pueden ser diferentes, razón por la que la forma geométrica del orificio con compuerta puede modificarse y de esta manera afectar al trabajo normal de la compuerta determinando que los sellos de la compuerta causen fugas inaceptables de agua y la misma compuerta puede “atascarse” en el orificio.
- Al trazar las juntas de deformación con sección completa únicamente a lo largo de los ejes de las pilas (Figura 16.24) y, de esta manera, dividir la pila en dos semipilas excluyendo que la presencia de asentamientos en el suelo de cimentación determine cambios en la forma geométrica de los orificios con compuertas.

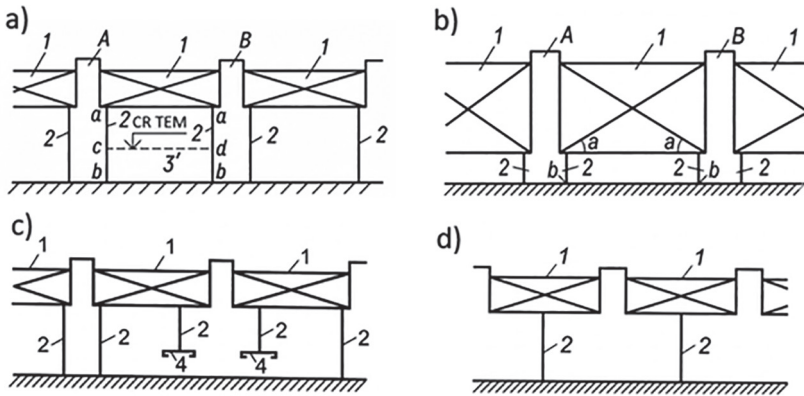


Figura 16.23. Corte de la presa con juntas permanentes de deformación 2 en el caso de cimentación rocosa.

1- compuerta; 2- junta; 3- cresta temporal; 4- armado.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

- En el caso del esquema de la Figura 16.23a pueden ser necesarias más juntas que en el caso del esquema 16.24. En estas circunstancias resulta de mayor complejidad sellar cada junta. Al mismo tiempo, en el caso del esquema mostrado en la Figura 16.23a se dispone de buenas condiciones para el proceso constructivo: en el tramo entre pilas es cómodo ubicar la cresta temporal  $cd$  para evacuar los caudales de construcción, así como para el hormigonado de dicho tramo. En caso de que se disponga de compuertas altas con su borde inferior, por ejemplo, en la superficie de la losa de cimentación (o de disipación), el esquema de acuerdo al cual la pila es separada con juntas de sección completa (Figura 15.23b), también tiene ventaja.
- Dentro de los límites de los diferentes tramos de la presa las características de resistencia (de corte) del suelo de cimentación pueden ser distintos:  $\varphi_1 \neq \varphi_2 \neq \varphi_3$ , donde  $\varphi$  ángulo de fricción del suelo (Figura 16.24d). Asumiendo las juntas de deformación con sección completa a distancia relativamente grande una de otra y colocando entre dichas juntas la losa de cimentación de hormigón armado de espesor  $d$ , la misma que debe soportar los correspondientes esfuerzos de tracción, la estabilidad de la presa al corte en dirección del tramo aguas abajo se calcula asumiendo el valor promedio de  $\varphi$  (entre  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$  y  $\varphi_3$ ). Al mismo tiempo, desistiendo del costoso armado del hormigón se dividen los diferentes tramos de la presa de hormigón con juntas de deformación y el mencionado cálculo de la presa al corte se realiza asumiendo no el valor medio de  $\varphi$  sino con su valor mínimo y por tanto el volumen del hormigón de la presa aumenta correspondientemente.

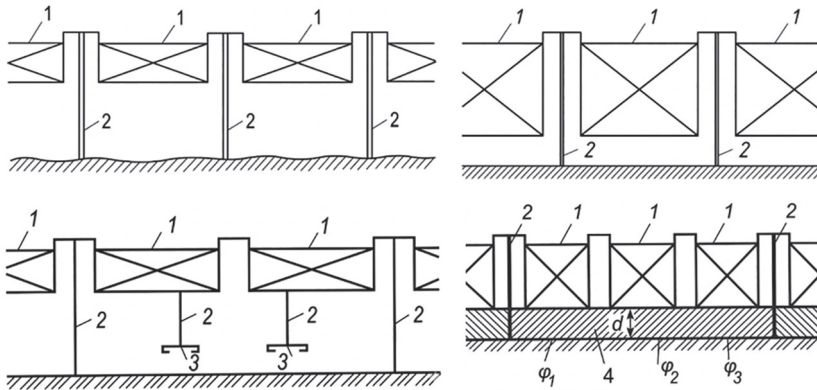


Figura 16.24. Corte de la presa con juntas de deformación 2 en el caso de cimentación en suelo.

Los esquemas *a* y *b* pueden ser también aplicados en el caso de cimentación en roca. 1- compuerta; 2- juntas de deformación; 3- armado; 4- losa de cimentación de hormigón armado.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Tomando en cuenta los criterios mencionados en los puntos *a* y *b* se concluye que:

- En el caso de cimentación en suelo, cuando se puede esperar asentamientos relativamente grandes de la presa, las juntas de deformación con sección completa normalmente son trazados únicamente a lo largo de los ejes de todas o algunas pilas (Figura 15.24); juntas de deformación con sección completa trazadas entre pilas (Figura 15.24) se adoptan rara vez.
- En el caso de cimentación en roca, cuando los asentamientos del macizo de cimentación son despreciables, con frecuencia se adopta (adicionalmente tomando en cuenta los criterios anotados en el punto *c*) el trazado de juntas de deformación con sección completa entre pilas (Figura 16.23).

La distancia entre las juntas de deformación con sección completa y con sección parcial se adopta tomando en cuenta las condiciones climáticas y geológicas, la altura de la presa, sus particularidades cons-

tructurivas, el tipo de cemento y otros factores que inciden en las deformaciones térmicas y de asentamientos de la presa.

La ubicación de las juntas de deformación se resuelve en concordancia con el esquema previsto para evacuar los caudales de construcción y con el esquema de ubicación de los diferentes orificios previstos en el cuerpo de la presa.

En presencia de cimentación en roca, las juntas de deformación se adoptan diferentes, dependiendo de la altura de la presa. En el caso de presas con altura máxima de 20 a 50 m, se trazan únicamente juntas de deformación con sección completa con distancia entre ellas de 10 a 20 m (Figura 16.23a, b y d). En caso de presas de altura máxima superior a 50 m, a más de las juntas con sección transversal completa, se trazan juntas de deformación con sección parcial (Figura 16.23c) con distancia entre las juntas de sección completa de 50 a 60 m y entre las juntas con sección parcial de 10 a 20 m. Las distancias mencionadas son ajustadas (en los casos importantes) sobre la base de investigaciones especiales térmicas y de resistencia.

En presencia de cimentación no rocosa (suelo), al diseñar los cortes transversales a lo largo de la presa con las juntas de deformación, según la Figura 16.24, la distancia entre las juntas de sección completa se adopta hasta de 40 a 60 m y entre las juntas de sección parcial del orden de 15 m. Estas dimensiones son ajustadas de conformidad con el posible asentamiento de la cimentación, así como con las posibles deformaciones térmicas.

Complementariamente, al diseñar los cortes transversales de la presa se consideran también los siguientes aspectos:

- Una junta de deformación por asentamiento se ubica en el sitio donde se encuentra el límite *AB* (Figura 16.25a) entre diferentes tipos de suelo en el macizo de cimentación de la presa, los mismos que se caracterizan por tener diferentes propiedades de deformación; de igual manera las juntas de deformación se prevén en los sitios de fractura del perfil del macizo natural de cimentación (Figura 16.25b).

- Los sitios de ubicación de las juntas de deformación es necesario definir en correspondencia con las formas geométricas generales del macizo de hormigón de la presa (Figura 16.26).
- El ancho de una pila, en el caso de ser dividida por una junta de deformación en dos semipilas, es necesario incrementar en 0,5 a 1,0 m.
- Tomando en cuenta la comodidad para el sellado de las juntas *ab* (Figura 16.27) que separan a la pila del frente de vertido de la presa, estas juntas deben ser ubicadas a una distancia no menor de  $d = 0,5 \text{ m}$ , desde el borde de la pila; trazar dichas juntas en las superficies 1-1 es permisible únicamente en el caso cuando en la pila se prevé utilizar los correspondientes nichos (guías), desde los cuales es posible realizar el sellado de las juntas.
- Las juntas de deformación de sección transversal parcial, en ocasiones, se recomienda trazarlas a una profundidad (medida desde la corona de la presa) no menor a la mitad de la altura de la presa; en este caso, es conveniente colocar bajo estas juntas el correspondiente refuerzo de acero (Figura 16.23c y Figura 16.24c).
- A veces es necesario considerar las características constructivas de la compuerta que cierra el orificio.

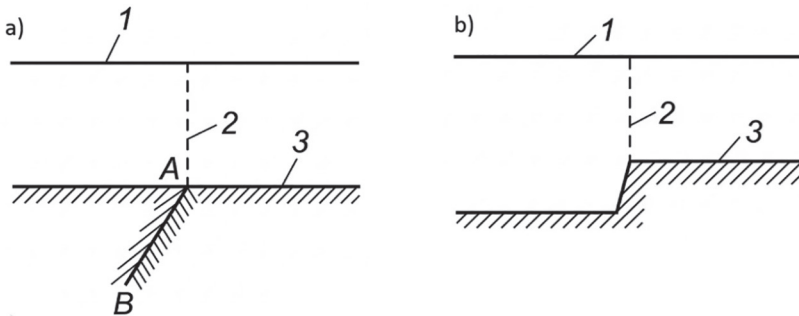


Figura 16.25. Ubicación de una junta de deformación en el límite entre diferentes suelos de cimentación y en el sitio de fractura del perfil del macizo de cimentación. 1- cresta de la presa; 2- junta de deformación; 3- macizo de cimentación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

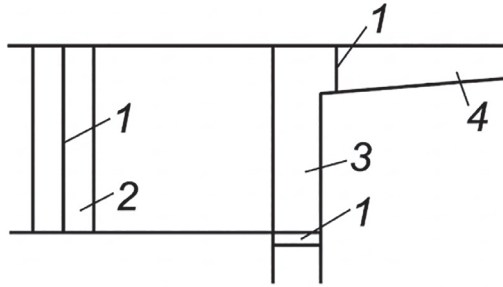


Figura 16.26. Esquema de ubicación en planta de las juntas de deformación en el caso de un muro con paredes de retorno.

1- junta de deformación; 2- pila; 3- muro frontal; 4- pared o muro de retorno.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

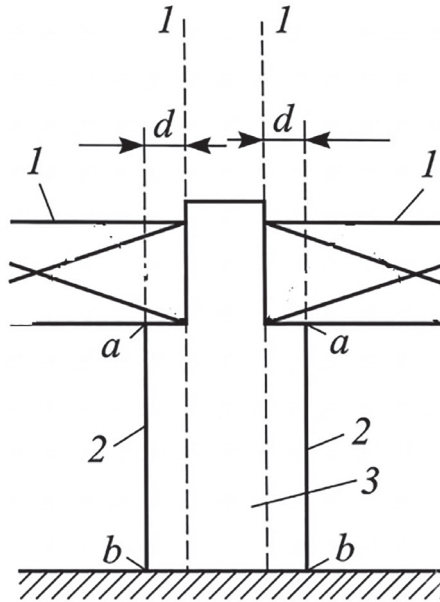


Figura 16.27. Ubicación de las juntas de deformación respecto a la pila.

1- compuerta; 2- junta de deformación; 3- pila.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

### ***16.7.3. Forma y ancho de las juntas permanentes de deformación***

Una junta de deformación en su ejecución es plana, ubicada en una sección transversal vertical.

En casos excepcionales poco frecuentes, una junta de deformación térmica se construye con un quiebre en planta.

En el caso de cimentación en roca, el ancho de la junta (de sección completa o de sección parcial) se define en correspondencia con el régimen térmico de la estructura y se adopta igual a 0,5 a 1,0 cm.

En el caso de cimentación en roca y determinadas condiciones térmicas, el ancho de la junta puede ser también nulo.

En el caso de cimentación en suelo el ancho de una junta de sección transversal parcial se adopta igual que en el caso de la cimentación en roca; en lo que tiene que ver con una junta de sección completa el ancho de la junta se adopta en correspondencia con la calidad del suelo de cimentación, con el régimen térmico de la estructura y sus dimensiones de las cuales, en particular puede depender el valor del desfase de los bloques constructivos independientes, en el proceso de su asentamiento. Con frecuencia, en presencia de cimentación no rocosa, dentro de los límites del macizo de cimentación de la estructura el ancho de la junta se adopta entre 1 y 2 cm; dentro de los límites de la parte restante (superior) de la estructura el ancho de la junta se aumenta (escalonadamente) hasta un límite de 5 a 10 cm o más. La instalación y retiro del encofrado (encofrado y desencofrado) obligan en ocasiones a ensanchar las juntas de deformación aproximadamente hasta 30 cm y más; en estos casos, la utilización de encofrado metálico permite disminuir considerablemente el ancho de la junta.

### ***16.7.4. Sellado de las juntas permanentes de deformación***

Como parte del sellado de una junta de deformación intervienen los siguientes elementos:

- El sellado propiamente dicho, en forma de diafragma o de núcleo impermeable (sello) que cubre la junta; en casos especiales se adoptan dos diafragmas o dos núcleos.
- Relleno de la junta.
- Sellado de contorno que protege al material que rellena la junta o que protege una junta vacía de ingreso de material o atasco.
- Instalación de drenaje (en forma de dren o pozo) para evacuar el agua que filtra a través de cualquier elemento del sellado.

En casos particulares uno u otro de los elementos enumerados puede no estar presente.

## 16.8. Muros de enlace

### 16.8.1. Criterios generales, escenarios y cargas

Por definición, un muro de enlace constituye la estructura ubicada entre la presa de hormigón a gravedad y la ladera del sitio de presa o entre la presa de hormigón a gravedad y la presa de material del lugar, cuando esta forma parte del frente de contención de un sistema de derivación: En este contexto el análisis de un muro de enlace corresponde al de un muro hidráulico que soporta las solicitaciones lateral y vertical del agua superficial y/o de filtración, incluida la subpresión.

El análisis de un muro hidráulico debe incluir la consideración de tres estados límite fundamentales:

- De la capacidad portante (estabilidad y resistencia).
- De deformaciones en caso de que estas estén limitadas por la operación normal de la construcción o de los mecanismos e instalaciones ubicados sobre ella.
- De resistencia al fisuramiento (por formación de fisuras o limitación de la magnitud de la fisura).

El análisis del muro hidráulico se realiza para los escenarios: de operación, de construcción y de reparación.

El análisis mecánico del muro de enlace se ejecuta para la combinación básica de fuerzas (fuerzas permanentes, temporales de larga y corta duración) y para las combinaciones especiales razonablemente posibles (fuerzas permanentes, temporales de corta y larga duración y una sollicitación especial).

En la combinación básica de fuerzas cabe considerar:

- El peso propio del muro incluido el de las instalaciones, mecanismos y precargas actuantes sobre él.
- Empuje del suelo en contacto y de las precargas en la superficie de este.
- presión hidrostática del agua superficial y de filtración sobre la construcción del muro, incluida la subpresión, para nivel normal de embalse.
- Fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración sobre el relleno tras el muro y el suelo de cimentación, para nivel normal de embalse, considerando el funcionamiento normal de los elementos impermeabilizantes y de drenaje.
- Presión de oleaje, para nivel normal de embalse.
- Sollicitaciones térmicas originadas en las variaciones de las temperaturas medias mensuales del entorno, durante el año promedio respecto a las condiciones de temperatura.
- Sollicitaciones originadas en los medios de transporte y en los mecanismos de montaje y desmontaje.

El peso propio del muro cabe determinar a partir de las dimensiones geométricas adoptadas y del peso volumétrico del material.

El peso volumétrico del hormigón (sin tomar en cuenta el efecto de los aditivos) es aceptable adoptar, hasta la etapa de factibilidad y, en el caso de construcciones pequeñas hasta la de diseño definitivo, entre 24 y 25 KN/m<sup>3</sup>.

En la etapa de diseño definitivo de las construcciones que aseguran la estabilidad gracias a su peso propio, como son los muros a gravedad, el peso volumétrico del hormigón cabe determinar experimen-

talmente en el proceso de investigación para el diseño del hormigón. El peso volumétrico del hormigón armado se determina como la suma del peso volumétrico del hormigón y el 70 % del acero contenido en un metro cúbico de construcción.

La fuerza de presión del agua se determina de acuerdo a los principios de la hidrostática, pudiendo asumirse  $10 \text{ KN/m}^3$  como peso específico del agua.

El empuje del suelo sobre el muro se determina de acuerdo a los procedimientos que se desarrollan en el siguiente acápite.

La magnitud de las fuerzas originadas en el flujo de filtración, incluida la subpresión se determinan de acuerdo con los procedimientos establecidos en los apartados correspondientes de los capítulos sistemas fluviales con embalse de regulación y sistemas de derivación sin embalse regulador.

#### **16.8.2. Empuje del suelo (relleno) sobre el muro de enlace**

El empuje lateral del suelo sobre el muro de enlace cabe determinar tomando en cuenta la magnitud y dirección del desplazamiento del muro. Al respecto son posibles tres casos:

- El muro se desplaza en dirección “desde el relleno tras el muro”.
- El muro no se desplaza en relación al relleno tras el muro, es decir que permanece estático.
- El muro se desplaza en dirección “hacia el relleno tras el muro”.

El desplazamiento del muro en relación al relleno tras del muro está condicionado a:

- Deformaciones en el macizo de cimentación.
- Deformaciones de la construcción originadas en el empuje del suelo y en otras fuerzas externas, así como en las solicitaciones térmicas debidas a los cambios de temperatura.

Dependiendo de la magnitud y dirección de los desplazamientos del muro se distinguen tres tipos de empuje lateral: activo, pasivo y empuje estático.

El *empuje activo*  $E_a$  se determina bajo el supuesto de la formación de un prisma de falla (prisma de desprendimiento) en el suelo tras del muro, en caso de que la magnitud del desplazamiento del muro desde el relleno sea suficiente para ello.

El *empuje pasivo* del suelo tiene lugar en el caso de desplazamiento del muro hacia el relleno, como reacción de resistencia del suelo a este desplazamiento. Cabe distinguir dos tipos de empuje pasivo:

- Empuje pasivo de *primer grado* (empuje pasivo con formación de un prisma de falla)  $E_{PF}$ , que se determina bajo el supuesto de formación de un prisma de falla con deformaciones plásticas, cuando la magnitud del desplazamiento del muro en dirección del relleno es suficiente para ello.
- Empuje pasivo de *segundo grado* (empuje pasivo sin formación de prisma de falla)  $E_p$ , que se determina bajo la condición de desplazamiento del muro en dirección de relleno, en una magnitud insuficiente para formar un prisma de falla con deformaciones plásticas.

El *empuje en estado de reposo o estático*  $E_o$  surge cuando prácticamente está ausente el desplazamiento del muro, tanto en dirección desde el relleno como en dirección hacia este.

El empuje activo y el empuje pasivo de primer grado (con formación de prisma de falla) corresponden al estado de equilibrio límite del suelo tras del muro. Por esta razón, para determinar con mejor grado de aproximación estos empujes, es conveniente realizar el análisis por el método de la teoría del estado límite del suelo tras del muro.

El empuje de diseño  $E$  sobre el muro, dependiendo de las condiciones de interacción de este con el suelo, puede ser igual:

- Al empuje activo del suelo  $E_a$  o al empuje en estado de reposo  $E_o$ .
- A la suma del empuje activo y al empuje pasivo sin formación de un prisma de deformaciones plásticas  $E_a + E_p$ .
- Al empuje pasivo con formación de un prisma con deformaciones plásticas.

El empuje activo del suelo sobre el muro es permisible determinar, hasta el nivel de factibilidad, por el método aproximado que aplica la hipótesis de formación en el suelo de una superficie de falla plana.

En el siguiente acápite se consideran los métodos aproximados que parten de la hipótesis de formación de una superficie plana del prisma de falla.

### ***16.8.3. Métodos aproximados para determinar el empuje sobre un muro***

#### *16.8.3.1. Empuje activo de suelos no cohesionados*

El empuje activo del suelo sobre un muro se determina bajo el supuesto de formación de una superficie plana de falla tras del muro (Figura 16.28). En la superficie de falla la resultante de todas las fuerzas  $R_1$  se aplica desviada de normal en la magnitud del ángulo de fricción interna  $\varphi$  tras el muro.

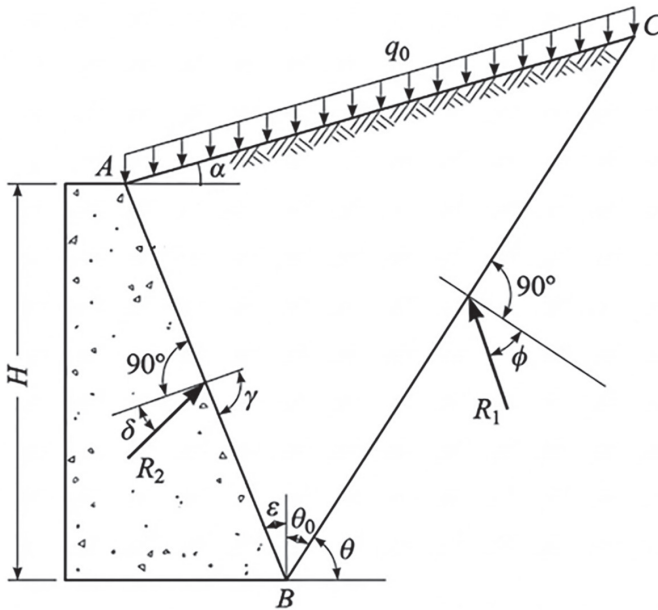


Figura 16.28. Para el análisis del empuje activo de un suelo no cohesionado sobre un muro.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En la cara oculta  $AB$  del muro la resultante de todas las fuerzas  $R_2$  se aplica desviada de la normal en la magnitud del ángulo  $\delta$ .

El empuje activo del suelo  $E_a$ , sobre la cara oculta del muro, se determina con la siguiente ecuación:

$$E_a = 0,5\gamma H^2 \lambda_a \quad (15.3)$$

Donde:

$H$ : alto del muro (espesor del suelo tras del muro).

$\lambda_a$ : coeficiente de empuje lateral activo del suelo que se determina con la siguiente ecuación:

$$\lambda_a = \frac{1}{(1+\sqrt{Z})^2} \frac{\cos^2(\varphi-\varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\varepsilon+\delta)} \quad (15.4)$$

Donde:

$$Z = \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\varepsilon+\delta)\cos(\varepsilon-\alpha)} \quad (15.5)$$

Donde:

$\varepsilon$ : ángulo formado por la cara interna del muro con la superficie vertical.

$\alpha$ : ángulo formado por la superficie del terreno (del relleno) con la horizontal, contra manecillas de reloj; en caso de desvío por manecillas de reloj, el ángulo  $\alpha$  es negativo.

$\gamma$ : peso volumétrico del suelo (relleno) tras del muro.

El ángulo de desvío de la resultante del empuje respecto a la normal a la cara oculta del muro  $\delta$ , es en ángulo de fricción entre el suelo y el muro, se asume igual al 50 % del ángulo de fricción interna:  $\delta = 0,5 \varphi$ .

### 16.8.3.2. Peso volumétrico del suelo tras del muro

El hecho de que los muros hidráulicos operen en contacto con el agua, en particular con la que filtra tras del muro, determina que el empuje total esté constituido por el empuje del suelo seco, ubicado sobre la línea piezométrica del flujo de filtración y por el empuje del suelo sumergido, ubicado bajo dicha línea. En consecuencia, debe ser determinado cada uno de estos dos empujes del suelo; sin embargo, para análisis preliminar puede ser determinado el empuje resultante a partir del peso volumétrico ponderado del suelo tras el muro  $\gamma_{PON}$ , que se determina de la siguiente manera:

$$\gamma_{PON} = \frac{\gamma_{seco}h_{seco} + \gamma_{sum}h_{sum}}{h_{seco} + h_{sum}} \quad (15.6)$$

### 16.8.3.3. Componentes horizontal y vertical del empuje

El componente horizontal  $E_{ah}$  y el vertical  $E_{av}$  del empuje activo del suelo sobre el muro se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$E_{ah} = E_a \cos(\varepsilon + \delta) \quad (15.7)$$

$$E_{av} = E_a \sin(\varepsilon + \delta) \quad (15.8)$$

### 16.8.3.4. Empuje activo de suelos cohesionados

El empuje activo de los suelos cohesionados sobre un muro se determina en forma similar al caso de los suelos no cohesionados, bajo el supuesto de formación de una superficie plana de falla.

El empuje activo de los suelos cohesionados se puede determinar a través de la ecuación:

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c}$$

Donde:

$$E_{a\varphi} = \frac{\gamma_{pon} H^2}{2} * \frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \sin(\theta_o + \varepsilon) \cos(\theta_o + \varphi)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\theta_o + \alpha) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH \cos(\varepsilon - \alpha) \cos \varphi}{\cos \varepsilon \cos(\theta_o + \varphi) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

Donde:

$\theta_o$ : ángulo entre la superficie de falla y la vertical.

La determinación del empuje activo con las ecuaciones anteriores se realiza por aproximaciones para varios ángulos  $\theta_o$ . Como valor de cálculo del empuje activo se asume el mayor máximo.

### 16.8.3.5. Empuje pasivo con formación de prisma de deformaciones plásticas

Para determinar el empuje pasivo con formación de un prisma de deformaciones plásticas  $E_{PF}$ , se asume que, al desplazarse el muro hacia el relleno, en el suelo se forma una superficie plana de falla. En este caso tenemos dos posibilidades: suelos no cohesionados y suelos cohesionados.

En caso de suelos no cohesionados el empuje  $E_{PF}$  se determina con la ecuación:

$$E_{PF} = \left( \frac{\gamma_{PON} h_P^2}{2} + q_0 h_P \right) \lambda_{PF} \quad (15.9)$$

Donde:

$h_P$ : Profundidad desde la superficie del prisma de deformación plástica hasta la base del muro (Figura 16.29).

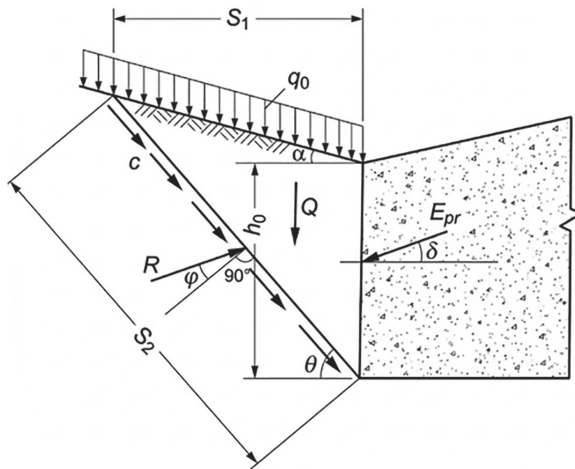


Figura 16.29. Para analizar el empuje pasivo con formación de prisma de deformaciones plásticas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

El coeficiente de empuje pasivo se puede determinar con la expresión:

$$\lambda_{PF} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (15.10)$$

En el caso de suelos cohesionados, el empuje pasivo con formación de un prisma de desplazamiento se determina con la ecuación:

$$E_{PF} = \frac{(Q_o + q_o S_1) \sin(\theta + \varphi) + S_2 \cos \varphi \frac{c}{\tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}}{\cos(\theta + \varphi + \delta)} \quad (15.11)$$

Donde:

$Q_o$  : peso el prisma con deformaciones plásticas.

$S_1$  : longitud del prisma de falla en la superficie del suelo.

$S_2$  : longitud de la superficie de falla del suelo.

$\theta$  : ángulo formado por la superficie de falla con la horizontal.

El empuje  $E_{PF}$  se determina con la ecuación anterior, por aproximaciones sucesivas del ángulo  $\theta$ . Como valor de cálculo de  $E_{PF}$  se asume el máximo valor.

#### 16.8.3.6. Empuje estático

En el caso de un muro, prácticamente inmóvil respecto al relleno, cuando los desplazamientos de los puntos del lado oculto del muro resultan ser menores a 1/5000 del alto del punto considerado, respecto a la superficie de cimentación, el empuje estático se determina con la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{\gamma_{PON} H^2}{2} \lambda_o \quad (15.12)$$

Donde:

$\lambda_0$ : coeficiente de empuje lateral del muro en estado de reposo:

$$\lambda_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (15.13)$$

Donde:

$\mu$ : coeficiente de Poisson del suelo tras el muro.