

Predimensionamiento de la estructura perimetral de un gran depósito de agua(*)

Por JOSE LIRIA MONTAÑES
JOSE ANGEL SAINZ BORDA

Dres. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

Una de las obras más características del proyecto de abastecimientos de agua a poblaciones son los depósitos, cuyos elementos estructurales deben diseñarse atendiendo a su estabilidad y a una optimización de su costo, proceso muy influenciado por el terreno. La pared perimetral tiene gran importancia en este diseño, y a su estudio se dedica este artículo, que ofrece ábacos de aplicación inmediata al predimensionamiento de este tipo de estructuras.

1. INTRODUCCION

1.1. Presentación del problema

Los abastecimientos de agua a poblaciones obligan a la construcción de depósitos de agua que con frecuencia son de grandes dimensiones y que generalmente necesitan una ubicación muy definida (próxima a la población, con cota que domine la zona a abastecer, etc.).

En cierto modo, estas obras pueden tener una similitud con los embalses, aunque tienen unas características especiales que les hacen tener una personalidad propia. Los condicionantes de ubicación obligan muchas veces al proyectista a aceptar para la cimentación terrenos inadmisibles para una presa, pero como contrapartida el calado de agua es mucho más pequeño (no más de 8 o 10 m.). La necesidad de una cubierta para defender al agua de la contaminación y de un fondo o solera que, a la vez que impida las filtraciones, impida el contacto del terreno con el agua, acaba de dar a estas obras hidráulicas una morfología distinta.

De los tres elementos estructurales que fundamentalmente componen el depósito, es decir, solera, cubierta y pared perimetral, sólo

vamos a analizar en este artículo la última de ellas.

Cuando el depósito tiene dimensiones relativamente pequeñas, la estructura perimetral puede adoptar formas favorables para resistir la presión hidráulica interior, haciendo que se contrarresten los empujes en puntos opuestos. Tal es el caso de depósitos circulares (con pared armada o pretensada) o incluso depósitos cuadrangulares, cuyas paredes se conciben como placas arriostradas por cubierta y solera, todo lo cual no es objeto de este estudio.

Pero si el depósito tiene grandes dimensiones, ello no es posible y hay que acudir a soluciones en las que cada tramo de la pared perimetral sea estable de forma independiente. Se llega entonces a estructuras que recuerdan a las presas, con las diferencias antes citadas.

El ingeniero proyectista se encuentra con la necesidad de elegir una entre las diversas formas de estructuras posibles, atendiendo a su garantía de estabilidad y a la optimización de su costo, lo que le obliga a predimensionarlas, proceso muy influenciado por el terreno, cuyas características no siempre son buenas.

La complejidad y número de los cálculos y tanteos a realizar es tan grande que cabe el peligro de que, a pesar de los grandes presupuestos que se manejan, el ingeniero no compare adecuadamente las soluciones.

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de septiembre de 1983.

La finalidad de este artículo es proporcionar al ingeniero unos ábacos que le permitan pre-dimensionar las soluciones más usuales de estructuras perimetrales individualmente resistentes, partiendo de datos geotécnicos elementales, a efectos de tener una primera comparación. Ello no evitará en modo alguno que a la solución elegida se la someta posteriormente a un análisis riguroso de su estabilidad.

1.2. Finalidad de este trabajo

Aunque las características del terreno influirán decisivamente en el predimensionamiento de las soluciones, este trabajo no tiene la pretensión de profundizar en problemas geotécnicos y sólo trata, por el contrario, de sistematizar los resultados de estudios de estabilidad de estructuras perimetrales con unas hipótesis elementales de subpresión y de datos fundamentales del terreno (ángulo de rozamiento, cohesión efectiva y tensión admisible).

Como la obtención de las ecuaciones necesarias no presenta un interés especial y su desarrollo es por otra parte sencillo, en aras de la brevedad del artículo, sólo expresamos los fundamentos de las mismas junto con una breve alusión al proceso seguido. Esto se lleva a cabo, a título de ejemplos en algunas de las situaciones analizadas, ya que el proceso es análogo al resto de situaciones.

Para que las soluciones sean comparables deben basarse en unas mismas hipótesis. Todas ellas se incluyen en el epígrafe 2, aunque aquellas otras hipótesis específicas de cada solución, se incluyen en el apartado correspondiente.

1.3. Soluciones estudiadas

Si nos ceñimos a lo que hemos llamado soluciones de tramos estables, independientemente, nos encontramos con tres tipos fundamentales: muro de contrafuertes, muro en L y muro de gravedad. La posible cuarta solución de un dique de tierra no ha sido considerada, porque suele encarecer la estructura de cubierta, ya que, debido a los taludes suaves que exige el dique, la superficie ocupada es mayor.

2. HIPOTESIS DE CARACTER GENERAL

La primera de ellas es la referente a la condición de estabilidad al deslizamiento en el plano de cimentación, que se supone horizontal, que se expresa en la forma:

$$T \ll \frac{N \operatorname{tg} \delta_1 + a_1 S}{K} \quad (1)$$

en donde:

- T Fuerza total paralela al plano de deslizamiento, que tiende a producir el mismo.
- N Fuerza efectiva total perpendicular al plano de deslizamiento.
- δ_1, a_1 Angulo de rozamiento límite y adherencia máxima entre el terreno de cimentación y la base del muro.
- S Superficie total sobre la que actúa la adherencia.
- K Coeficiente de seguridad.

En lo que se refiere a los valores de δ_1 y de a_1 , se consideran como representativos los siguientes:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \phi' \\ a_1 &= \frac{c'}{2} \end{aligned} \quad (2)$$

siendo c' y ϕ' la cohesión y el ángulo de rozamiento interno, en tensiones efectivas, del terreno de cimentación. Al hacer este supuesto nos hemos basado en los ensayos de laboratorio realizados por Potyondy y cuyos resultados se recogen en el libro «Geotecnia y Cimientos II», de J. A. Jiménez Salas, J. L. de Justo Alpañés y A. Serrano González.

No obstante, se pueden hacer otras hipótesis respecto a los valores de δ_1 y de a_1 . Basta para ello introducir en las expresiones (2) unos valores ficticios de c' y ϕ' que hagan que los valores de δ_1 y de a_1 sean los deseados.

Por todo ello, la condición de estabilidad al deslizamiento se expresa en la forma:

$$T \ll \frac{N \operatorname{tg} \phi' + \frac{c'}{2} S}{K} \quad (3)$$

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

Por otra parte hay que precisar que se consideran dos grupos de situaciones posibles, según que el depósito se encuentre vacío o lleno. En ambos grupos de situaciones se exige la ausencia de tracciones en la base, en situación normal, y la estabilidad al deslizamiento, en situación normal o accidental.

A este respecto conviene señalar que se entiende como situación normal aquella en la que, con el depósito lleno o vacío, el drenaje funciona correctamente y no existe, por lo tanto, subpresión en el plano de cimientos. Por el contrario, en las situaciones accidentales se considera que el drenaje es ineficaz y que existe una subpresión cuya ley es trapezoidal o triangular según que se produzca o no el despegue en la base. En este punto conviene indicar que la distribución de tensiones en la base se supone lineal, no admitiendo la existencia de tracciones.

En cuanto al coeficiente de seguridad K , se consideran valores diferentes según el tipo de situación que se considere: 1,5 en situación normal y 1,2 en situación accidental.

Otra de las hipótesis de carácter general es la que hace referencia al empuje del relleno situado en el trasdós del muro que constituye el cierre lateral del depósito.

En las situaciones de depósito vacío la determinación del coeficiente de empuje activo se realiza mediante el método de Coulomb, aprovechando la expresión matemática de dicho coeficiente:

$$K_a = \left[\frac{\sec \alpha \cdot \cos (\varphi' - \alpha)}{\sqrt{\cos (\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin (\varphi' + \delta) \sin (\varphi' - \beta)}{\cos (\beta - \alpha)}}} \right]^2 \quad (4)$$

donde:

- $\operatorname{tg} \alpha$ talud del trasdós del muro.
- β pendiente de la superficie del relleno.
- φ' ángulo de rozamiento interno del relleno.
- δ ángulo de rozamiento entre el relleno y el trasdós del muro.

Como es sabido, los resultados del método de Coulomb son bastante precisos en los

casos en que el valor absoluto de α es pequeño. Algunos autores han demostrado que para valores de α relativamente grandes hay otros mecanismos de rotura que se adaptan mejor a la realidad. No obstante, dado que los resultados obtenidos en este trabajo se pretende que sean orientativos a nivel de anteproyecto, no se ha considerado necesaria la utilización de métodos más sofisticados para la determinación del empuje activo, suponiendo que el método de Coulomb da resultados suficientemente válidos.

En las situaciones de depósito lleno el relleno del trasdós actúa en forma pasiva, recibiendo el empuje del muro. Se considera que las deformaciones necesarias para que el relleno desarrolle el total de su resistencia pasiva son inadmisibles desde un punto de vista funcional.

A falta de criterios rigurosos, se ha optado por considerar como resistencia del relleno la correspondiente al empuje en reposo.

Para la obtención de los resultados que se presentan en el apartado correspondiente, se ha supuesto que el relleno del trasdós (cuando existe) esté formado por un material granular tipo, cuyas características principales, desde el punto de vista geométrico, son:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,6 \text{ tn/m}^3 & C' &= 0 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 2,0 \text{ tn/m}^3 & \varphi &= 30^\circ & \delta &= 0^\circ \\ \gamma' &= 1,0 \text{ tn/m}^3 \end{aligned}$$

Por otro lado, el peso específico del hormigón se supone igual a $2,4 \text{ tn/m}^3$.

Aunque es una práctica habitual que los grandes depósitos de agua tengan una cubierta formada por un forjado apoyado sobre unas vigas que transmiten las cargas al terreno a través de unos pilares situados en el interior del depósito y los muros laterales del mismo, dichas cargas no se han tenido en cuenta en el cálculo, lo cual, salvo muy raras excepciones (cuando existen cargas horizontales debidas al apoyo de arcos), está del lado de la seguridad.

Tras la enumeración de estas hipótesis, hay que hacer dos observaciones también de carácter general. En primer lugar, resaltar que los valores de $C'/2H$ que aparecen en los gráficos

de resultados no son adimensionales, sino que vienen expresados en tn/m^3 (C' en tn/m^2 y H en metros). En cuanto a los valores de las tensiones máximas en el cimiento se obtienen de la expresión $\sigma = \lambda H$, en donde H es la altura máxima de agua del depósito (en metros) y λ es el coeficiente que se refleja en los gráficos de resultados y que está expresado (en los mismos) en tn/m^3 .

3. MURO DE CONTRAFUERTES

3.1. Definición geométrica.

Entre las soluciones consideradas en este trabajo se encuentra la de muro de contrafuertes, con pantalla plana o curva, cuyo alzado y secciones típicas se ven en la figura 1.

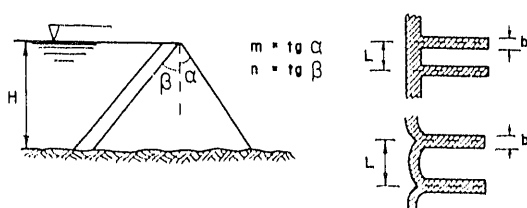


Figura 1.

En la citada figura se detalla el significado de las variables geométricas que se consideran en el análisis:

- H Altura del contrafuerte.
- m, n Taludes de los parámetros del contrafuerte.
- L Distancia entre ejes de contrafuertes.
- b Ancho del contrafuerte.

3.2. Hipótesis particulares

Se supone, en primer lugar, que el contrafuerte tiene perfil triangular, de ancho uniforme, y que el empuje del agua sobre él es el correspondiente a un líquido cuyo peso específico es:

$$J = \frac{L}{b} \gamma_w \quad (5)$$

siendo γ_w el peso específico del agua.

No se tiene en cuenta, por otro lado, el peso de la pantalla ni la subpresión en la cabeza del

contrafuerte, lo cual puede verse justificado por el hecho de que el efecto favorable del primero está, en cierta manera, compensado por el efecto desfavorable de la subpresión.

Se considera aplicable, con sus hipótesis simplificadoras, el método de Pigeaud de cálculo de tensiones en presas de gravedad.

3.3. Análisis de situaciones

A diferencia de las otras soluciones consideradas, en las que se contemplan diversas situaciones de cálculo, en el caso de muro de contrafuertes se considera únicamente la situación de depósito lleno y ausencia de subpresiones.

A partir de las expresiones dadas por Pigeaud para las tensiones en una presa de gravedad, la condición de ausencia de tracciones en el plano de cimientos queda reflejada por:

$$\mu = m + n \gg \frac{n \left(1 - \frac{2J}{\gamma_w} \right) + \sqrt{n^2 + 4 \frac{J}{\gamma_w}}}{2 \left(1 - \frac{Jn^2}{\gamma_w (1 + n^2)} \right)} \quad (6)$$

en la que γ_w es el peso específico del hormigón y m , n , J tienen el significado indicado en la figura 1 y en la expresión (5), respectivamente.

En lo que se refiere a la condición de estabilidad al deslizamiento, particularizando a este caso la expresión (3) y haciendo $K = 1,5$, por tratarse de una situación normal, se llega a la expresión:

$$\mu \left(\gamma_w \tan \phi' + 2 \frac{c'}{2H} \right) + J \cdot n \cdot \tan \phi' \gg 1,5 J \quad (7)$$

con la notación indicada anteriormente.

3.4. Presentación de resultados

Los resultados obtenidos en este análisis se recogen en los gráficos de las figuras 2, 3 y 4. En los citados gráficos se representa, en el eje de ordenadas, el valor mínimo de la suma de taludes que debe tener el contrafuerte, de manera que se cumplan simultáneamente las condiciones representadas por (6 y 7).

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

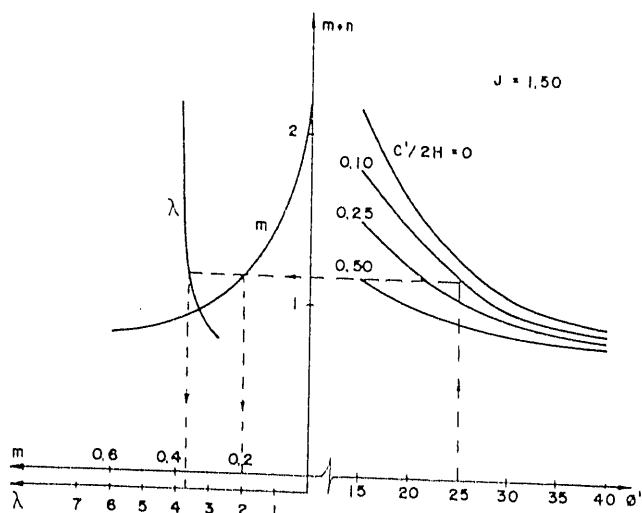


Figura 2.

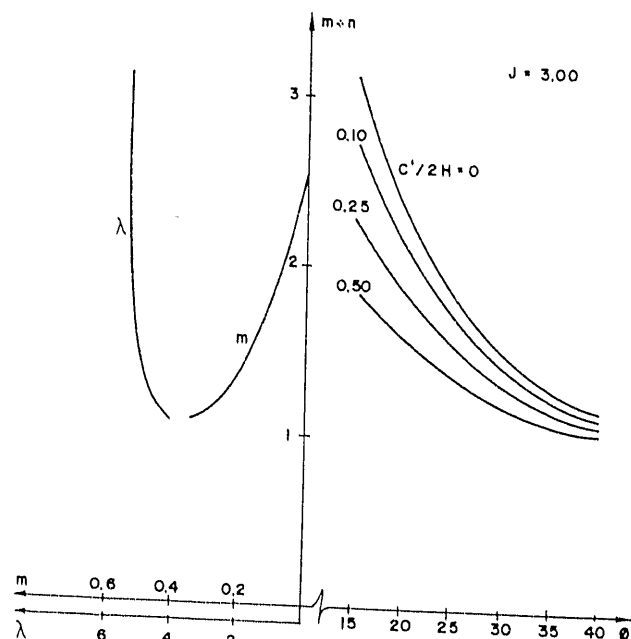


Figura 4.

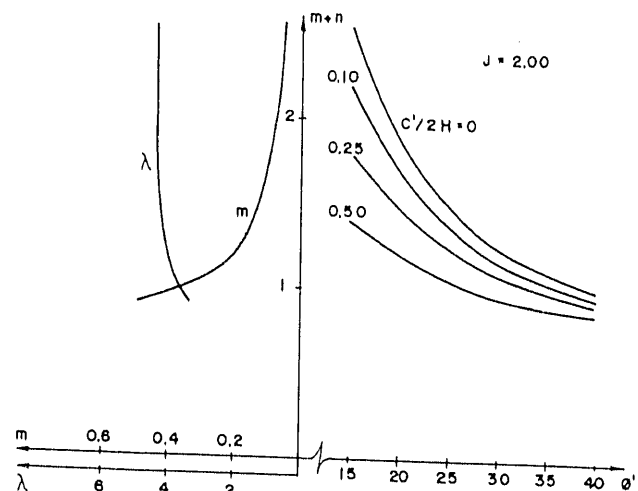


Figura 3.

En el eje de abscisas se representa, en la parte derecha, el valor del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno de cimentación. En la parte izquierda existen dos escalas: una en la que se representa el valor del talud correspondiente a una cierta suma de taludes óptima y otra en la que se representa el valor de λ que permite conocer la máxima tensión vertical transmitida al terreno, para una cierta solución óptima.

En lo que se refiere a los gráficos propiamente dichos, cada uno de ellos contiene, en la parte derecha, cuatro curvas (una para cada uno de los valores de $c'/2H$ que se consideran) que relacionan el valor de ϕ' con la suma óptima de taludes. En la parte izquierda se representan dos

curvas cada una de las cuales sirve, respectivamente, para obtener el valor del talud m y de la máxima tensión en el cimientó, correspondiente a la citada solución óptima.

A título de ejemplo, se representa en la figura 3 el modo de proceder en un caso concreto, con $\phi' = 25^\circ$ y $c'/2H = 0.10$.

4. MURO EN L

4.1. Definición geométrica

Otra de las posibles soluciones es la consistente en la construcción de un muro en L. En la figura 5 se detallan las variables geométricas fundamentales, así como la nomenclatura utilizada.

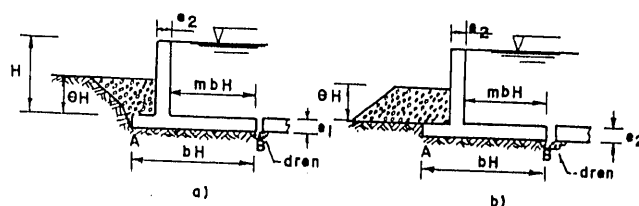


Figura 5.

Dentro de la solución genérica de muro en L se contemplan dos posibles variantes, según

que el depósito se encuentre enterrado (total o parcialmente) o que esté cimentado en la superficie y tenga adosado a él un terraplén de altura variable —partes a) y b) de la figura 5, respectivamente—.

4.2. Hipótesis particulares

Con la idea de simplificar el cálculo y la presentación de resultados no se tiene en cuenta, por una parte, el espesor del alzado del muro, mientras que, por otra, se ha supuesto un espesor uniforme igual a $0,20 H$ en la puntera y el tacón del muro, a efectos únicamente de determinar el peso propio del mismo. Dicho espesor no se considera al calcular el empuje del relleno ni la subpresión.

Al objeto de no contemplar una situación accidental excesivamente pesimista (con una ínfima probabilidad de presentación, por lo tanto), se supone que la ineficacia del drenaje no afecta simultáneamente a los drenes situados en el talón y en la puntera del muro, sino únicamente a uno u otro de los mismos.

4.3. Análisis de situaciones

Ante la imposibilidad de poder conocer *a priori* cuál es la situación de cálculo más desfavorable, se han analizado diferentes situaciones posibles, seleccionando posteriormente la pésima (la que exige un mayor valor de b).

Las condiciones de ausencia de tracciones o de estabilidad al deslizamiento se formulan con toda generalidad, en cada una de las citadas situaciones, si bien los resultados que se presentan son los correspondientes a las características del terreno tipo que se han mencionado en el apartado 2.

4.3.1. Depósito vacío, relleno seco y ausencia de subpresiones

De acuerdo a lo que se ha comentado en la introducción del artículo, se indican a continuación las expresiones de las fuerzas actuantes y las de sus momentos respecto al punto B (ver figura 5):

$$F_r(\downarrow) = \gamma_d \Theta b(1 - m)H^2 ;$$

$$F_r(\rightarrow) = \frac{1}{2} K_a \gamma_d \Theta^2 H^2 ;$$

$$F_b(\rightarrow) = \gamma_b 0,20 bH^2 ;$$

$$M_r(\downarrow) = \frac{1}{2} \gamma_d \Theta b^2 (1 - m^2) H^3$$

$$M_r(\rightarrow) = \frac{1}{6} K_a \gamma_d \Theta^3 H^3$$

$$M_b(\zeta) = 0,10 \gamma_b b^2 H^3$$

en donde la notación adoptada para los subíndices ha sido la siguiente: «w» para el agua; «b» para el hormigón, «n» para el relleno.

Las expresiones de T y de N a incluir en la ecuación (3), que refleja la condición de estabilidad al deslizamiento, vienen definidas por:

$$T = F_r(\rightarrow) \\ ON = F_r(\downarrow) + F_b(\downarrow)$$

Teniendo en cuenta que se trata de una situación normal ($K = 1,5$), operando y simplificando, resulta:

$$b \gg \frac{0,75 K_a \gamma_d \Theta^2}{[\gamma_d \Theta (1 - m) + 0,2 \gamma_b] \operatorname{tg} \phi' + \frac{C'}{2H}} \quad (8)$$

Haciendo uso de expresiones elementales de resistencia de materiales, se llega a expresar la condición de ausencia de tracciones en la base, en la forma:

$$\sigma = \frac{6 M}{b^2 H^2} - \frac{2 V}{b H} \gg 0$$

en donde:

$$V = F_r(\downarrow) + F_b(\downarrow)$$

$$M = M_r(\zeta) - M_r(\rightarrow) + (\zeta)$$

Operando y simplificando, resulta:

$$b \gg \frac{\sqrt{K_a \gamma_d \Theta^3}}{\sqrt{\gamma_d \Theta (1 + m - 3 m^2) + 0,2 \gamma_b}} \quad (9)$$

4.3.2. Depósito vacío y relleno saturado, con el nivel freático en la superficie del mismo

Se comprende fácilmente que esta situación sólo es compatible con el esquema a) de la figura 5, correspondiente a depósito enterrado.

En este caso, la acción del relleno tiene una componente vertical, debida al peso saturado del relleno situado sobre el talón del muro, y una componente horizontal que, a su vez, es suma de dos: el empuje hidrostático y el empuje activo del relleno (correspondiente al peso específico sumergido γ'), actuando ambos sobre el trasdós del muro.

En la figura 6 se concretan las leyes de subpresiones que se consideran en los cálculos según que se produzca o no el despegue en la base del muro.

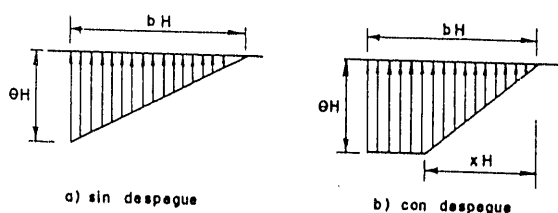


Figura 6.

En el caso de que no exista despegue, la condición de estabilidad al deslizamiento, recordando que se trata de una situación accidental, se expresa en la forma:

$$b \gg \frac{0,6(1 + K_a \gamma') \theta^2}{[\theta [\gamma_{sat}(1 - m) - 0,5] + 0,2 \gamma_b] \operatorname{tg} \phi' + \frac{C'}{2H}} \quad (10)$$

Si existe despegue, el análisis se complica (las variables N y S de la expresión (3) dependen de x), expresándose la condición de estabilidad al deslizamiento en forma:

$$b^2 \left[2 (\theta \gamma' - \theta \gamma_{sat} \cdot m + 0,2 \gamma_b)^2 \operatorname{tg} \phi' + \right. \\ \left. + 3 (\theta \gamma' - \theta \gamma_{sat} m^2 + 0,2 \gamma_b) \left(\frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \phi' + \right. \right.$$

$$+ \frac{C'}{2H} \left. \right] \left[-1,2 b(1 + K_a \gamma') \theta^2 (\theta \gamma' - \theta \gamma_{sat} m + \right. \\ \left. + 0,2 \gamma_b) - (1 + K_a \gamma') \theta^3 \left(\frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \phi' + \frac{C'}{2H} \right) \right] \gg 0 \quad (11)$$

4.3.3. Depósito lleno, relleno seco y ausencia de subpresiones

En cuanto a las fuerzas actuantes, cabe resaltar que la resistencia del relleno tiene dos componentes: la horizontal, que se determina mediante el coeficiente de empuje al reposo (K_0), y la vertical, que es debida al peso del relleno que gravita sobre el talón del muro. Se considera, asimismo, la acción del agua sobre el alzado y la puntera del muro.

Al establecer las condiciones de ausencia de tracciones y de estabilidad al deslizamiento en la base, resultan, respectivamente, las siguientes expresiones:

$$b \gg \frac{1 - K_0 \gamma_d \theta^2}{\gamma_d \theta - (\gamma_d \theta - 1) (4m - 3m^2) + 0,2 \gamma_b} \quad (12)$$

$$b \gg \frac{0,75 (1 - K_0 \gamma_d \theta^2)}{[\gamma_d \theta (1 - m) + m + 0,2 \gamma_b] \operatorname{tg} \phi' + \frac{C'}{2H}} \quad (13)$$

4.3.4. Depósito lleno, relleno seco y drenaje ineficaz

Es una situación parecida a la analizada en el apartado 4.3.2., con la diferencia de que el drenaje que se considera ineficaz es el situado bajo la puntera del muro.

En el caso de que no exista despegue en la base del muro, en la citada situación accidental, la condición de estabilidad al deslizamiento en la base se expresa en la forma:

$$b \gg \frac{0,6 (1 - K_0 \gamma_d \theta^2)}{(\gamma_d \theta (1 - m) + m + 0,2 \gamma_b - 1) \operatorname{tg} \phi' + \frac{C'}{2H}} \quad (14)$$

El análisis se complica, por las razones antes expuestas, si se produce despegue en la base, expresándose la condición de estabilidad al deslizamiento en la forma:

$$\begin{aligned}
 & b^2 \left(2(m + \gamma_d \theta (1 - m) + 0,2 \gamma_b - 1)^2 \operatorname{tg} \varphi' + \right. \\
 & \left. + 3((2 - m)m + \gamma_d \theta (1 - m)^2 + 0,2 \gamma_b - 1) \cdot \right. \\
 & \left. \left(\frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi' + \frac{C'}{2H} \right) \right] - 1,2b(1 - K_0 \gamma_d \theta^2)(m + \\
 & \quad + \gamma_d \theta (1 - m) + 0,2 \gamma_b - 1) - \\
 & \quad - (1 - K_0 \gamma_d \theta^2) \left(\frac{\theta}{2} \operatorname{tg} \varphi' + \frac{C'}{2H} \right) \gg 0 \quad (15)
 \end{aligned}$$

4.4. Presentación de resultados

Los resultados obtenidos en este análisis se recogen en los gráficos de las figuras 7 a 11. En los citados gráficos se representa, en el eje de ordenadas, el valor mínimo de la anchura «b» en la base del muro para que se cumplan simultáneamente las condiciones de estabilidad al deslizamiento y ausencia de tracciones, representadas por las expresiones correspondientes, como se ha visto en el apartado 4.3. A este respecto, conviene precisar que, cuando el depósito se encuentra cimentado en superficie, con un terraplén adosado al trasdós, no se tiene

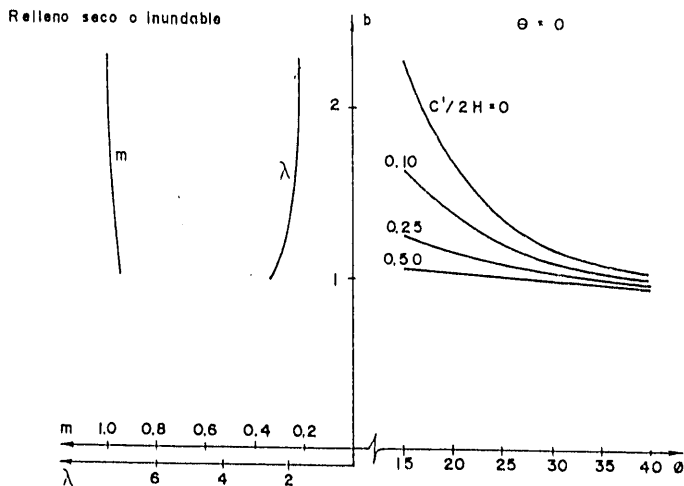


Figura 7.

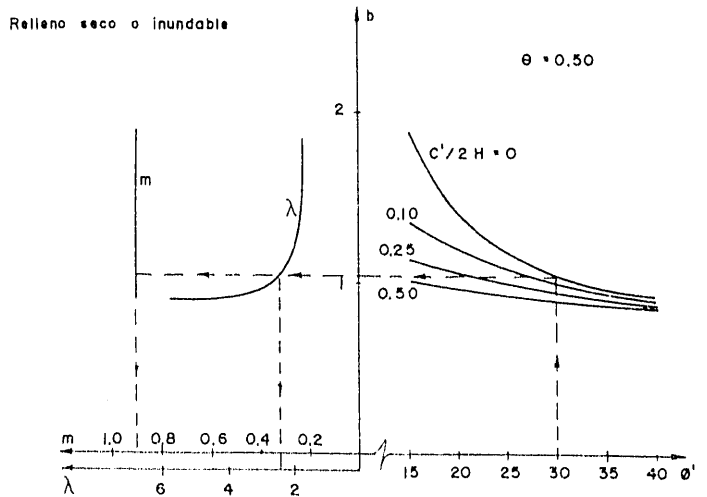


Figura 8.

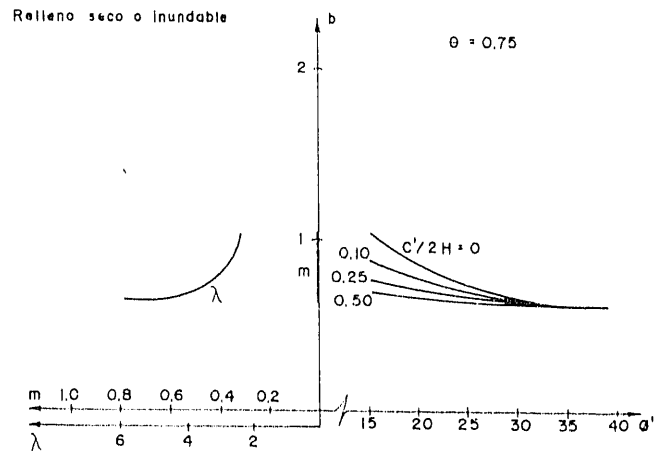


Figura 9.

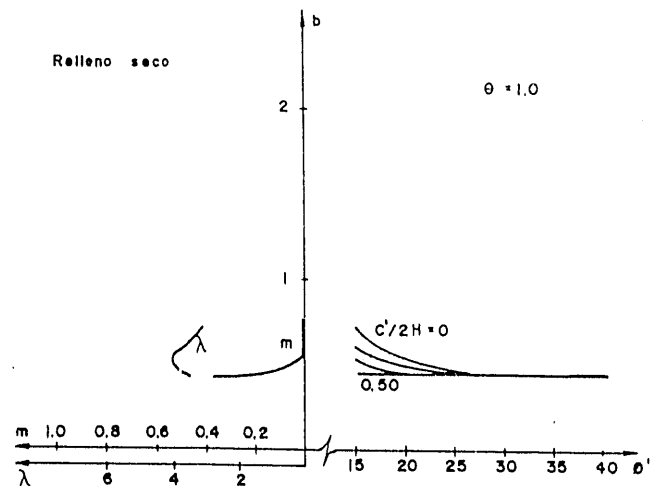


Figura 10.

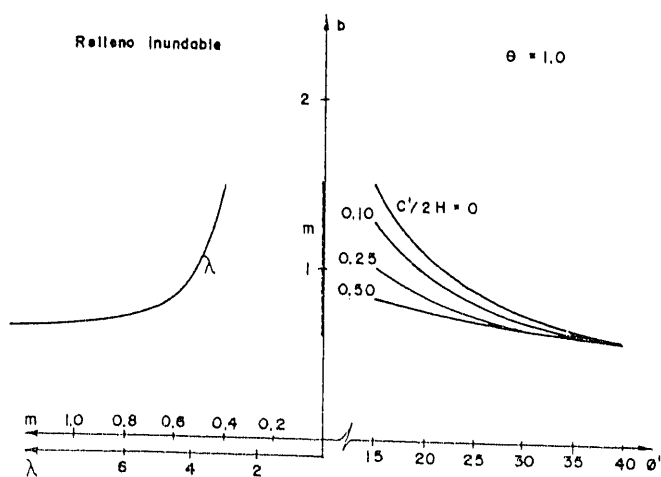


Figura 11.

en cuenta la situación analizada en 4.3.2. ni sus correspondientes restricciones.

Por otro lado, en una de las escalas existentes hacia la izquierda del eje de abscisas se representa el valor del parámetro m , que, junto con el valor de b , permite la definición completa de la geometría del muro. El resto de las escalas tiene el mismo significado que en el resto de las soluciones (valores de ϕ' y de λ).

En lo que se refiere a los gráficos propiamente dichos, cada uno de ellos se refiere a un valor de la altura del relleno en el trasdós del muro y contiene una serie de curvas cuyo significado es inmediato al tener en cuenta las escalas adoptadas en los ejes y lo mencionado al presentar los resultados del muro de contrafuertes. (apartado 3.4.).

Aunque no se refleja en los gráficos, de los resultados numéricos obtenidos en el análisis se deduce que, para valores de θ iguales o inferiores a 0,75 la condición más restrictiva es la de estabilidad al deslizamiento con depósito lleno y drenaje ineficaz. Es por ello que los gráficos de las figuras 7, 8 y 9 son válidos indistintamente para el caso de depósito enterrado o cimentado en superficie.

Por el contrario, en los gráficos de las figuras 10 y 11, correspondientes ambos a un valor de $\theta = 1$, se diferencian los resultados correspondientes a las dos disposiciones citadas.

Es interesante resaltar además que las tensiones máximas no tienen por qué corresponder a aquella situación que es más restrictiva

desde el punto de vista de estabilidad. Por ello, a partir de los valores de m y b deducidos de los gráficos, se han determinado las tensiones máximas en todas las situaciones posibles, seleccionando de todas ellas la pésima, que ha servido para dibujar las curvas de λ en los gráficos.

Por último, cabe hacer referencia al quiebro que se observa en alguna de las curvas representadas en el gráfico de la figura 10. Dicho quiebro responde a un cambio de situación crítica (pasa de ser la de estabilidad al deslizamiento a ser la de ausencia de tracciones, ambas con el depósito vacío).

Al igual que en el caso de muro de contrafuertes, se presenta en la figura 8 el modo de proceder en un caso concreto, con $\phi' = 30^\circ$ y $C'/2H = 0$.

5. MURO DE GRAVEDAD

5.1. Definición geométrica

Una de las soluciones más sencillas, desde el punto de vista constructivo, es la de muro de gravedad, con una sección esquemática como la indicada en la figura 12, en la que se detallan las variables geométricas fundamentales.

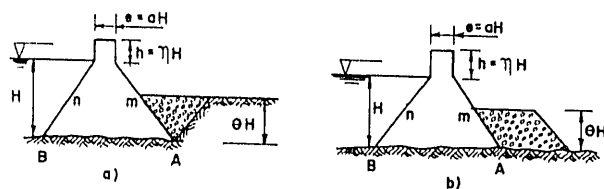


Figura 12.

Al igual que en la solución de muro en L, se contemplan dos posibles variantes según que el depósito se encuentre enterrado (total o parcialmente) o que esté cimentado en superficie y tenga adosado a él un terraplén de altura variable —partes a) y b) de la figura 12, respectivamente—.

5.2. Hipótesis particulares

Con la intención de reducir el número de variables y de simplificar los cálculos y la

presentación de resultados se han hecho unas hipótesis simplificativas respecto a los valores de «e» y de «h», que se expresan así: $e = 0,15 H$. $h = 0,10 H$.

También es válida aquí la hipótesis, realizada al analizar la solución de muro en L, referente a la no simultaneidad en la ineficiencia del drenaje en las zonas interior y exterior del depósito.

5.3. Análisis de situaciones

Se indican las expresiones generales representativas de la condición de estabilidad al deslizamiento o de ausencia de tracciones, que se exigen en las diferentes situaciones consideradas. Los resultados que se presentan son, sin embargo, los correspondientes a los datos concretos que se mencionan en el apartado 2.

5.3.1. Depósito vacío, relleno seco y ausencia de subpresiones

Es una situación normal de funcionamiento, por lo cual, se exige el cumplimiento de ambas condiciones: la de ausencia de tracciones y la de estabilidad al deslizamiento.

La primera de ellas se expresa en la forma siguiente:

$$2n^2\gamma_b b + 3a\gamma_b (1 + \eta) (2n + a) + m\gamma_b (m + 3(n + a)) - k_{ah}\gamma_d\theta^3 + mK_{ah}\gamma_d\theta^2 \cdot (3(m + n + a) - m\theta) \gg (m + n + a) \left[\gamma_b (m + n + 2a(1 + \eta)) + mK_{ah}\gamma_d\theta^2 \right] \quad (16)$$

en donde k_{ah} es la componente horizontal del coeficiente de empuje activo K_a .

En cuanto a la condición de estabilidad al deslizamiento, su expresión es:

$$0,75K_{ah}\gamma_d\theta^2 - [2a\gamma_b(1 + \eta) + mK_{ah}\gamma_d\theta^2] \frac{\text{tg } \phi'}{2} - \frac{C'}{2H} \cdot a \quad m + n \gg \frac{\gamma_b \text{tg } \phi'}{2} + \frac{C}{2H} \quad (17)$$

con la notación indicada anteriormente.

5.3.2. Depósito vacío, con nivel freático en la superficie del relleno y drenaje ineficaz

Esta situación sólo es posible, como ya se ha comentado, con la disposición de depósito enterrado.

Sin entrar en la repetición de cuanto se ha comentado, en el caso de muro en L, al analizar la situación análoga a la presente, se indican a continuación las expresiones de las fuerzas actuantes y las de sus momentos respecto al punto B (ver figura 12), con la misma notación que la indicada en 4.3.1., incluyendo el subíndice «s» para representar la subpresión.

$$F_b (1) = \frac{1}{2} \gamma_b (m + n + 0,33) H^2$$

$$M_b (2) = \frac{\gamma_b H^3}{6} [2n^2 + 0,165(2n + a) + m(m + 3n + 0,45)]$$

$$F_r (-) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma' \theta^2 H^2$$

$$M_r (3) = \frac{1}{6} K_{ah} \gamma' \theta^3 H^3$$

$$F_w (-) = \frac{1}{2} m K_{ah} \gamma' \theta^2 H^2$$

$$M_w (4) = \frac{1}{6} \gamma_w \theta^3 H^3$$

$$F_r (1) = \frac{1}{2} m K_{ah} \gamma' \theta^2 H^2$$

$$M_{r2} (2) = \frac{1}{6} m K_{ah} \gamma' \theta^2 H^3 [3(m + n + 0,15) - m\theta]$$

$$F_w (1) = \frac{1}{2} m \gamma_w \theta^2 H^2$$

$$M_{w2} (2) = \frac{1}{6} m \gamma_w \theta^2 H^3 [3(m + n + 0,15) - m\theta]$$

$$F_s (1) = \frac{1}{2} \gamma_w \theta (m + n + 0,15) H^2$$

$$M_s (3) = \frac{\gamma_w}{3} \theta (m + n + 0,15)^2 H^3$$

$$F_s^* (1) = \gamma_w \theta \left(m + n + 0,15 - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_s^* (3) = \frac{\theta \gamma_w H^3}{6} [3(m + n + 0,15)^2 - x^2]$$

(*) En el caso de que exista despegue.

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

En el caso de que no exista despegue, las expresiones de T y N a incluir en la ecuación (3) vienen definidas por:

$$T = (\leftarrow) + F_w (\leftarrow)$$

$$N = F_b (\downarrow) + F_l (\downarrow) + F_w (\downarrow) - F_s (\uparrow)$$

resultando entonces que la condición de estabilidad al deslizamiento se expresa en la forma:

$$\left[(\gamma_b - \theta) \operatorname{tg} \phi' + 2 \cdot \frac{C'}{2H} \right] (m+n) \gg$$

$$\gg 1,2 (k_{an} \gamma' + 1) \theta^2 - [2a \gamma_b (1 + \eta) +$$

$$+ \theta^2 (K_{an} \gamma' + m)] \operatorname{tg} \phi' - a \left(2 \cdot \frac{C'}{2H} - \theta \operatorname{tg} \phi' \right) \quad (18)$$

Si existe despegue, el análisis se complica, pudiendo expresarse la condición de estabilidad al deslizamiento, en la forma:

$$1,2 (K_{an} \gamma' + 1) \theta^2 \ll [\gamma_b [(m+n) + 2a (1 + \eta)] +$$

$$\theta^2 m (K_{an} \gamma' + 1) + \theta (x - 2(m+n)) \operatorname{tg} \phi' + 2x \frac{C'}{2H}] \quad (19)$$

en donde:

$$x = \frac{3M_0}{V_0} \quad (20)$$

siendo:

$$M_0 = \frac{1}{6} [2n^2 \gamma_b + 3a \gamma_b (1 + \eta) (2n + a) +$$

$$+ m \gamma_b m + 3n + 3a) + m \theta^2 (3(m+n+a) -$$

$$- m \theta) (K_{an} \gamma' + 1) - \theta^2 (K_{an} \gamma' + 1)] -$$

$$- \frac{(m+n+a)^2 \theta}{2} \quad (21)$$

$$V_0 = \frac{1}{2} [\gamma_b [(m+n) + 2a (1 + \eta)] +$$

$$+ m \theta^2 (K_{an} \gamma' + 1)] - \theta (m+n+a)$$

5.3.3. Depósito lleno, relleno seco y ausencia de subpresiones

Tanto en esta situación como en la que se analiza en el subapartado siguiente, la resis-

cia del relleno es la correspondiente al empuje al reposo sobre la superficie inclinada que representa al parámetro exterior del muro.

Haciendo uso de las propiedades del círculo de Mohr de tensiones, el coeficiente de empuje al reposo sobre dicha superficie inclinada (K_0) es:

$$K_0' = K_0 + (1 - K_0) \operatorname{sen}^2 \alpha$$

siendo:

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} m$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} m$$

K_0 = coeficiente de empuje al reposo sobre un plano vertical.

La determinación del resto de las fuerzas se hace de manera sencilla.

Como siempre, por tratarse de una situación normal (de servicio) se exige, por una parte, la ausencia de tracciones y, por otra, la estabilidad al deslizamiento.

La primera de las condiciones se formula como sigue:

$$\gamma_b [n (3m + n + 3a) + 3a (1 + \eta) 2m + a) +$$

$$+ 2m^2] + 0,15 \gamma_b \theta^2 (1 + 2m^2) + n (3m + 2n + 3a) - 1$$

$$\gg (m+n+a) [\gamma_b (m+n+2a (1 + \eta)) +$$

$$+ n + 0,5 m \gamma_b \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] \quad (22)$$

La condición de estabilidad al deslizamiento, supuesto que no hay despegue en la base, se expresa en la forma:

$$1,5 [1 - 0,5 \gamma_b \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] \ll$$

$$\ll [\gamma_b (m+n+2a (1 + \eta)) + n +$$

$$+ 0,5 m \gamma_b \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] \operatorname{tg} \phi' +$$

$$+ 2 (m+n+a) \cdot \frac{C'}{2H} \quad (23)$$

5.3.4. Depósito lleno, relleno seco y drenaje ineficaz

Al igual que en la situación accidental analizada en el apartado 5.3.2., hay que distinguir dos variantes, según que exista despegue en la base o no.

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

En el caso de que no exista despegue en la base, la condición de estabilidad al deslizamiento viene expresada por:

$$1,2 [1 - 0,5 \gamma_w \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] < \gamma_b (m + n + 2a(1 + \eta)) + n + 0,5 m \gamma_w \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2) - (m + n + a) \operatorname{tg} \phi' + 2(m + n + a) \cdot \frac{C'}{2H} \quad (24)$$

La formulación se complica en el caso de que exista despegue, por lo que la citada condición de estabilidad al deslizamiento es aconsejable expresarla en la forma:

$$1,2 [1 - 0,5 \gamma_w \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] < \gamma_b (m + n + 2a(1 + \eta)) + n + 0,5 m \gamma_w \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2) + x - 2(m + n + a) \operatorname{tg} \phi' + 2x \cdot \frac{C'}{2H} \quad (25)$$

en donde:

$$x = \frac{3M_o}{V_o}$$

siendo:

$$M_o = \frac{1}{6} [\gamma_b (n(3m + n + 3a) + 3a(1 + \eta)(2m + a) + 2m^2) + 0,5 \gamma_w \theta^3 (1 + 2m^2) + n(3m + 2n + 3a) - 1] - \frac{(m + n + a)^2}{2} \quad (26)$$

$$V_o = \frac{1}{2} [\gamma_b (m + n + 2a(1 + \eta)) + n +$$

$$+ 0,5 m \gamma_w \theta^2 (1 + 2m^2) / (1 + m^2)] - (m + n + a)$$

5.5. Presentación de resultados

Los resultados obtenidos en el análisis se recogen en los gráficos de las figuras 13 a 18. En los citados gráficos se representa, en el eje de ordenadas, el valor mínimo $(m + n)$ de la suma de los taludes de ambos paramentos que

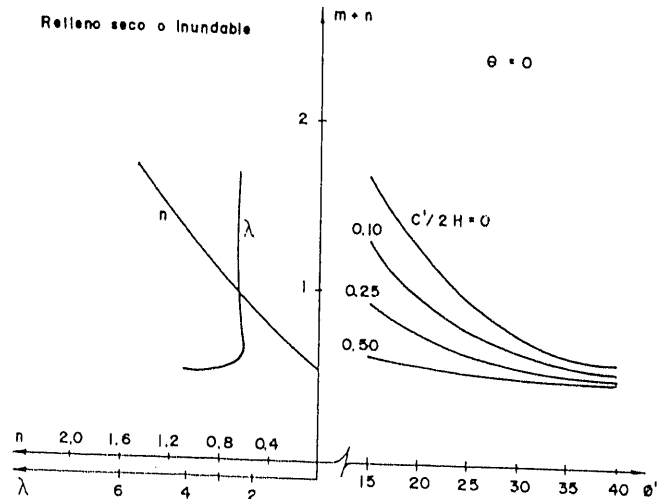


Figura 13.

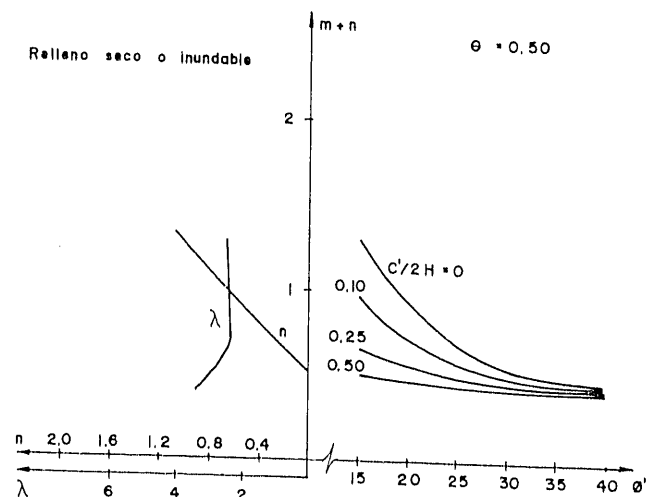


Figura 14.

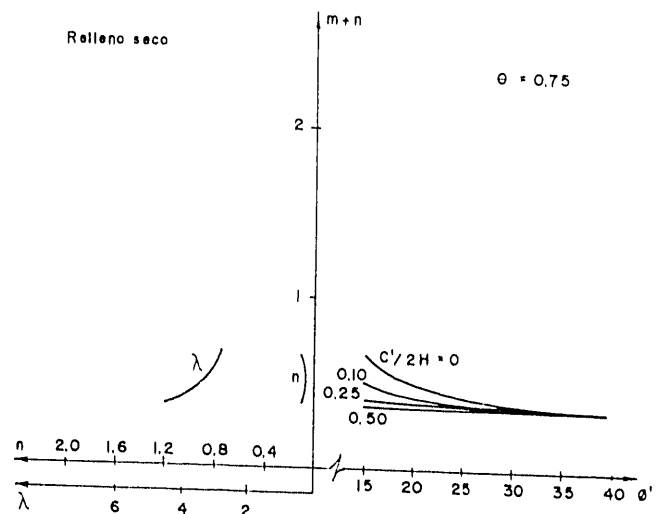


Figura 15.

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

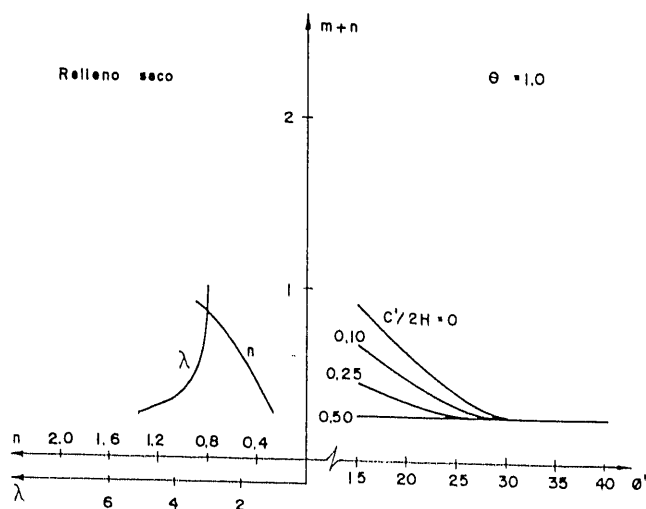


Figura 16.

hacen que se cumplan simultáneamente las condiciones exigidas en las diferentes situaciones consideradas.

En una de las escalas existentes hacia la izquierda, en el eje de abscisas, se representa el valor n del talud del muro en la parte interior del depósito, que permite la definición completa de la geometría del muro. El resto de las escalas tienen el mismo significado que en las otras dos soluciones analizadas.

En lo que se refiere a los gráficos propiamente dichos, cada uno de ellos corresponde a un valor θ de la altura del relleno en el trasdós del muro.

De los resultados numéricos obtenidos se deduce que para valores bajos de θ la situación pésima corresponde al caso de depósito lleno, siendo irrelevante la consideración de relleno seco o inundado. Sin embargo para valores altos de θ la situación cambia, siendo preciso establecer dicha diferenciación, que queda reflejada en los gráficos de las figuras 15 a 18 (para $\theta = 0,75$ y $\theta = 1$).

En cuanto a la definición precisa de cuál es la situación pésima de cálculo en cada caso, cuyo cambio es el causante de los quiebrós que aparecen en algunas de las curvas situadas en la parte izquierda de los gráficos, cabe indicar lo siguiente:

Para $\theta = 0$ y $\theta = 0,50$, la situación pésima es la que se recoge en el apartado 5.3.4., correspondiente a depósito lleno, relleno seco y drenaje ineficaz, existiendo despegue en algunas ocasiones.

Para $\theta = 0,75$ y $\theta = 1,0$, con relleno inundable, la situación pésima va evolucionando desde ser una combinación de las descritas en los apartados 5.3.2. y 5.3.3. (unas veces una y otras veces otra), para valores de θ iguales o ligeramente superiores a 0,75, hasta quedar como pésima la descrita en 5.3.2., correspondiente a depósito vacío, relleno saturado y drenaje ineficaz, para valores de θ iguales o ligeramente inferiores a la unidad.

En el caso de $\theta = 0,75$, con relleno seco, las condiciones que influyen a la hora de definir la situación pésima son la de estabilidad al desliza-

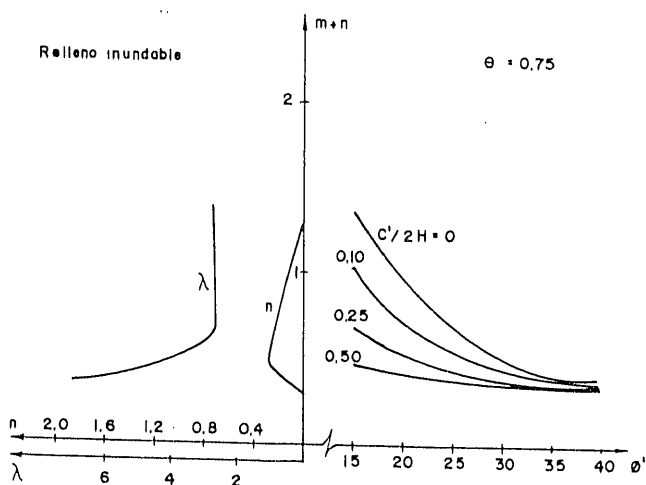


Figura 17.

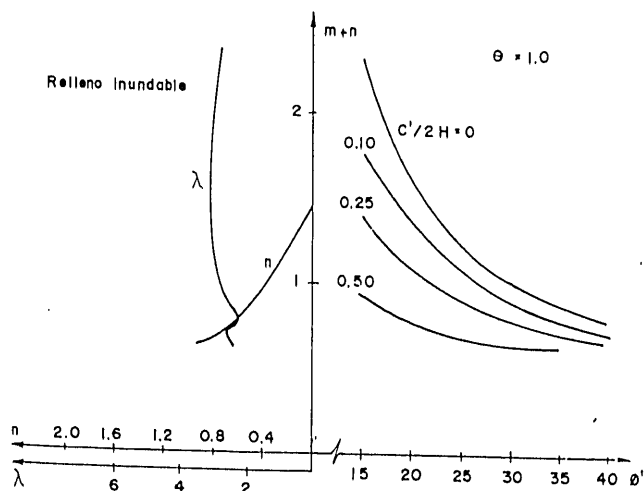


Figura 18.

miento con depósito lleno y drenaje ineficaz y la de ausencia de tracciones con el depósito vacío. Por último, para $\theta = 1$ y relleno seco la condición más restrictiva es la de estabilidad al deslizamiento con depósito vacío, para valores bajos de ϕ' y de $C'/2H$, mientras que para valores altos de estas variables es más restrictiva la condición de ausencia de tracciones con el depósito vacío.

6. EJEMPLOS DE APLICACION

Sin la pretensión de hacer un análisis comparativo exhaustivo de las diferentes soluciones, se presenta a continuación la aplicación de los gráficos obtenidos a algunos casos concretos.

Ejemplo 1.—Depósito de 6 m. de altura, cimentado en superficie sobre un terreno de $\phi' = 20^\circ$ y $C' = 1,20 \text{ Tm/m}^2$.

- Muro de contrafuertes con distancia entre ejes igual al doble del ancho del contrafuerte.
- Muro en L, con relleno en el trasdós hasta una altura de 3 m.
- Muro de gravedad con relleno en el trasdós hasta una altura de 3 m.

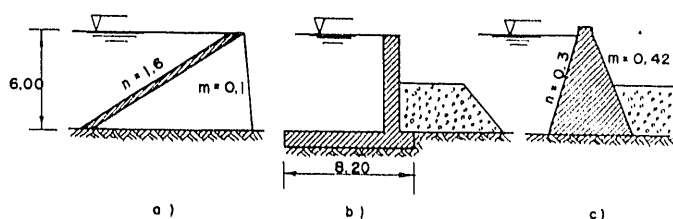


Figura 19.

Ejemplo 2.—Muro en L, parcialmente enterrado para un depósito de 5 m. de altura, sobre un terreno de $\phi' = 25^\circ$ y $C' = 2,5 \text{ Tm/m}^2$. En la figura 20 se representan algunas de las posibles soluciones.

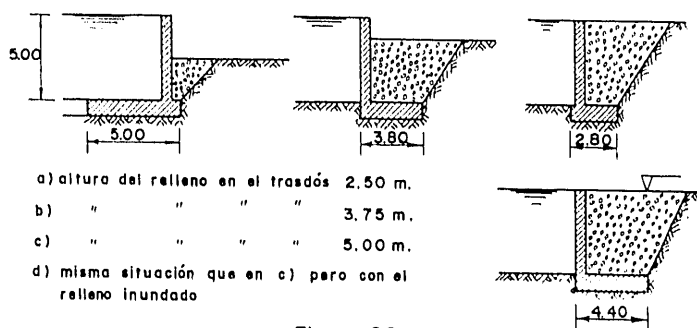


Figura 20.

Ejemplo 3.—Muro de gravedad, con terraplén adosado para un depósito de 4 m. de altura, cimentado sobre un terreno de $\phi' = 30^\circ$ y $C' = 0$. En la figura 21 se representan algunas de las posibles soluciones.

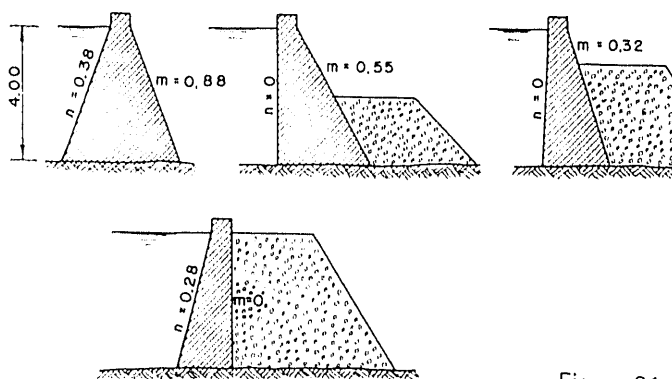


Figura 21.

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Además de las conclusiones expresadas en los apartados correspondientes al análisis de cada una de las soluciones, referentes a la definición de la situación pésima de cálculo, parece adecuado realizar algunas consideraciones adicionales.

Así, en la solución de muro de contrafuertes cabe resaltar que, al disminuir el valor de ϕ' , la suma de taludes de ambos parámetros crece desmesuradamente, mientras que disminuye el valor del talud m correspondiente a la solución óptima (independientemente del valor de $C'/2H$).

En la solución de muro en L, las dimensiones relativas de la base, a ambos lados del alzado del muro (talón y puntera), están notablemente influenciadas por la altura del relleno en el trasdós del muro, como se puede apreciar en la figura 20.

En lo que se refiere a la solución de muro de gravedad, se deduce de manera inmediata que, en el caso de terrenos de cimentación con ϕ' bajo, la disposición de un terraplén en el trasdós del muro permite reducir notablemente la suma de taludes de los paramentos del citado muro de gravedad.

Otra conclusión importante, que afecta a las soluciones de muro de gravedad y de muro en L, es la referente al drenaje. Por una parte, del examen de los gráficos se deduce que en los casos de muro parcialmente enterrado y relleno

ESTRUCTURA PERIMETRAL DE UN GRAN DEPOSITO DE AGUA

inundado, las dimensiones del muro, necesarias para garantizar la estabilidad, son mucho mayores que para el caso en que dicho relleno se encuentre seco. Ello aconseja disponer, en estos casos, sistemas de drenaje muy cuidados, con pocas posibilidades de obstrucción.

Por otro lado, la hipótesis admitida en el cálculo de no simultaneidad de la ineficacia del drenaje en la parte interior y exterior del depósito, aconseja disponer un doble sistema de drenaje, con salidas independientes.

Como conclusiones de carácter general cabe mencionar que, para un mismo terreno de cimentación, la altura del depósito influye desfavorablemente en el valor de la suma de taludes, en el caso de muro de contrafuertes o de gravedad, y en el valor de la anchura de la base, en el caso de muro en L.

Las tensiones máximas transmitidas al terreno

oscilan, como se deduce de los gráficos, entre $2H$ y $7H$ (en Tm/m^2 si H se expresa en m.), siendo H la altura del muro. Estas tensiones podrán en ocasiones (según la resistencia del terreno de cimentación) aconsejar una u otra solución.

El análisis comparativo de soluciones deberá hacerse, por último, en base a criterios económicos. Sin entrar en este detalle, que será labor del proyectista, sí queremos hacer una comparación en cuanto a volumen de hormigón en un caso sencillo y realmente comparable: el de muro con cimentación superficial directa y ausencia de relleno en el trasdós. Esta comparación la realizamos para un caso concreto, con $\phi' = 20^\circ$ y $C' = 0$, obteniendo como resultado que el volumen de muro en L es similar al de muro de contrafuertes y que el muro de gravedad es un 35 % superior. Es obvio que estos resultados no se pueden extrapolar a otros casos, ya que las proporciones relativas varían.