

ALGUNOS ASPECTOS DE LA CIMENTACION DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Dr. Ing. C. C. P. S. URIEL

INTRODUCCION

Si bien las condiciones geotécnicas de la cerrada, en especial las resistencias, han condicionado hasta el momento, al menos en España, la elección de una presa de materiales sueltos, sobre otra de fábrica, son contadas las ocasiones en que su tipo queda sustancialmente impuesto por las características del suelo que servirá de sustentación a la obra.

La disponibilidad de materiales, en primer lugar, y más en segundo plano, la topografía de la cerrada, el emplazamiento del aliviadero o la permeabilidad del cimiento son los factores que dominan en los rasgos generales de la solución adoptada, conducentes todos ellos a mejorar el rendimiento económico de la presa.

Rara vez las propiedades geotécnicas de la cimentación imponen o deben imponer la morfología de la sección tipo, influyendo, sin embargo, de una forma decisiva en su dimensionamiento, o en la adopción de dispositivos y configuraciones de segundo orden dentro del cuerpo de la presa, pero importantes para una adecuada armonización del conjunto obra-terreno.

En el corto espacio de esta línea es difícil hacer siquiera un resumen de los condicionamientos de la cimentación en el proyecto de una presa de materiales sueltos, por lo que nos limitamos a poner de relieve algunos aspectos más interesantes relacionados con los tres problemas fundamentales planteados por el terreno: su impermeabilización, su deformabilidad y su resistencia.

IMPERMEABILIZACION DE LOS CIMIENTOS

La impermeabilización del cimiento de la presa, o más correctamente, el control de la filtración de agua bajo el cuerpo del terraplén en su triple vertiente de reducción del caudal, disminución de las presiones intersticiales del agua y evitación de sifonamiento, viene consiguiéndose por alguno de los siguientes procedimientos:

a) Eliminación total o parcial de las zonas más permeables superficiales en prolongación del elemento de impermeabilización de la presa, el cual se continúa hacia el interior del terreno por alguno de los métodos que siguen.

b) Inyecciones a partir de varias filas de taladros, formándose una pantalla de espesor y características variables, según sea el suelo interesado.

c) Tapices o mantos de arcilla unidos al núcleo o elemento impermeable del cuerpo de la presa, extendida generalmente hacia aguas arriba.

d) Grandes zanjas excavadas por lo general con fangos bentoníticos y rellenas de un material poco permeable o "slurry".

e) Pantallas delgadas, de 0,50 a 1,00 m. de espesor, excavadas también con fangos bentoníticos, pero cuyo material de relleno es de rigidez variable entre un hormigón hidráulico armado, hasta "slurries" arcillosos de baja consistencia.

f) Otros métodos menos frecuentes, como tablestacados metálicos, diafragmas continuos de inyecciones que se construyen hincando por vibración un perfil hueco especial, y retirándolo posteriormente al mismo tiempo que se inyecta por su interior la pasta impermeabilizante, diafragmas constituidos por pilotes tangentes o secantes entre sí, etc.

En el caso de tratarse de cimientos rocosos, suelen ser las inyecciones de cemento, arcilla, bentonita, u otros productos, el método corrientemente empleado. Solamente en aquellas obras en las que la permeabilidad del medio rocoso es debida no al litoclasado, sino a la porosidad de la roca matriz en sí, y ésta no es inyectable o la mejora es desproporcionada a los costes, se recurre al empleo de mantos de arcilla que recubran las probables zonas de infiltración. También se utiliza este procedimiento en zonas muy falladas, en donde las inyecciones pueden dejar abiertas vías difícilmente localizables. Los métodos de ejecución, los procedimientos operativos y las mezclas y profundidad de las inyecciones, es tema de gran amplitud, el cual se sale fuera del objeto de este capítulo.

Respecto a los mantos de arcilla, su dimensionamiento depende de la carga de agua, de la topografía de la cerrada y de la calidad del material. Por lo general, son de un espesor tal que el gradiente de agua a su través es inferior a 20 ó 30. Si su misión es simplemente alargar el recorrido del agua entre el embalse y las zonas situadas aguas abajo del elemento de impermeabilización del cuerpo de la presa su espesor tiene menos importancia. Su longitud se deduce normalmente del dibujo de una red de filtración, de forma que el caudal y los gradientes en los puntos críticos de salida sean admisibles.

Con el resto de los métodos indicados, aplicables a la impermeabilización de los depósitos de suelos sueltos del valle del río o de las laderas de la cerrada, se pretende implantar una zona más o menos extensa que reduzca la

filtración y la presión intersticial a límites tolerables. Si el material es de grano grueso, la mejora que se puede obtener mediante inyecciones suele ser sustancial, y existen numerosas o importantes realizaciones por este procedimiento. No obstante, si los depósitos son de grano fino, tipo arena o limo, el éxito es más dudoso, y van introduciéndose cada vez más las pantallas excavadas con fangos bentoníticos de espesor reducido, relleno de un ma-

Con el segundo criterio, la eficiencia se deduce de la expresión:

$$E_H = \frac{H_1}{H} \cdot 100$$

siendo H_1 la pérdida de carga del agua en la pantalla y H la total existente entre el embalse y el cauce aguas abajo de la presa.

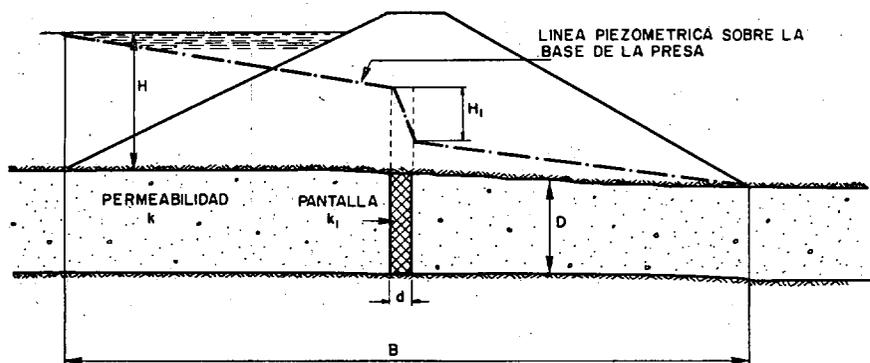


Figura 1.

terial de tipo muy variable, según sea el caso específico de que se trata. Su competitividad depende en muchas ocasiones de la mezcla utilizada. La exigencia de mínima permeabilidad se consigue fácilmente con hormigón o mezclas ricas en cemento. Sin embargo, estas pantallas son caras, y por otra parte cumplen mal la condición de una cierta flexibilidad, conveniente para que la deformabilidad del terreno de apoyo de la presa sea uniforme y no existan zonas más rígidas en la cimentación que provoquen una concentración anómala e indeseable de tensiones en la base de la estructura. Es preciso, por tanto, conjugar las condiciones de permeabilidad, flexibilidad y economía. Es natural la tendencia a utilizar un mínimo de cemento o bentonita y un máximo de arcilla local hasta las fronteras que señalen la requerida estanqueidad y la permanencia de la mezcla. Preocupa a los proyectistas y constructores las condiciones mínimas que deben exigirse a la mezcla para conseguir los fines apetecidos, y surgen así los conceptos de "efectividad" de la pantalla. Dos son las definiciones más corrientemente utilizadas, según se refiere a la eficiencia del diafragma respecto al caudal o respecto a la pérdida de carga que su implantación origina. Desde el primer punto de vista, la "efectividad" puede expresarse por la ecuación:

$$E_q = \frac{\varphi_0 - \varphi}{\varphi_0} \times 100$$

en donde E_q es el caudal que pasa el diafragma por unidad de longitud, y el que se filtraría si no existiera tal diafragma.

Se adopta uno u otro criterio, según sea la característica más interesante al caso estudiado. No obstante, es más fácil comprobar en obra una presión intersticial que un caudal filtrado, por lo cual algunos autores prefieren el segundo concepto.

Si suponemos que la base de la presa de materiales sueltos es impermeable en relación con su cimentación (véase fig. 1), las fórmulas que aproximadamente proporcionan la "efectividad" de la pantalla, son las siguientes (Ref. 1).

$$E_q = \frac{100 \left[d \left(\frac{k}{k_1} - 1 \right) \right]}{B + d \left(\frac{k}{k_1} - 1 \right) + 0,88 D} \quad (1)$$

$$E_H = \frac{100}{1 + \frac{k_1}{k} \left[\frac{B}{d} - 1 + 0,88 \frac{D}{d} \right]} \quad (2)$$

En estas fórmulas se han empleado las siguientes nomenclaturas:

d = anchura de la pantalla.

D = espesor de la capa permeable.

B = longitud de la base de la presa en su sección transversal.

k_1 = coeficiente de permeabilidad del material del diafragma.

k = coeficiente de permeabilidad media de la cimentación.

Si suponemos que el espesor de la capa permeable es pequeña en comparación con la anchura de la base, ambas fórmulas pueden reducirse sin gran error a la siguiente:

$$E_Q = E_H = \frac{100}{1 + \frac{k_1}{k} \cdot \frac{B}{d}} \quad (3)$$

En la figura 2 se refleja la fórmula (3) para $d = 0,50$ m., un valor medio de $B = 4,5 H$, y alturas de la presa H iguales a 30, 60 y 100 m. Si se desea obtener una "efectividad" comprendida entre el 80 y el 90 por 100 se requiere para las pantallas delgadas un material de relleno que sea 10^3 a 10^4 veces menos permeable que el terreno de cimentación. Esta condición no es muy restrictiva, especialmente en aquellos casos en que el suelo de apoyo es francamente permeable. Una arena con un coeficiente de Darcy de 10^{-2} cm./s. precisa una pantalla con un material cuya permeabilidad oscile entre 10^{-5} cm./s. si la presa es baja, y 10^{-6} cm./s. si se trata de una obra de 100 m. de altura. Tales valores se obtienen con proporciones de arcilla moderadas que permiten mezclas manejables y económicas, en las que el cemento se reduce al mínimo para asegurar una estructura que asegure una mayor duración de la pantalla. La flexibilidad puede también ser adecuada a la deformabilidad del suelo circundante.

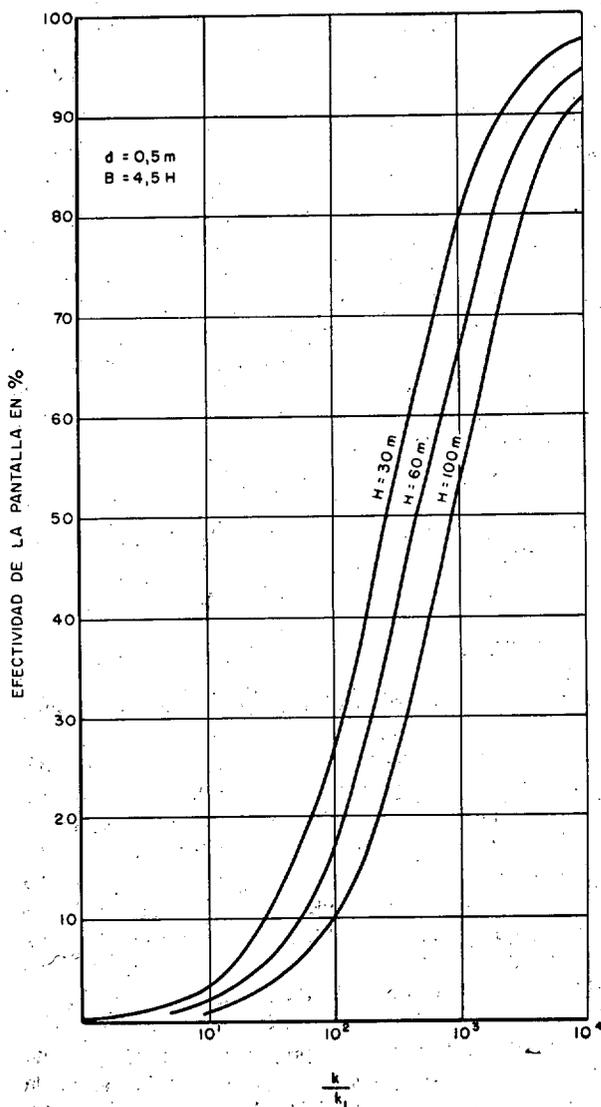


Figura 2.

les a 30, 60 y 100 m. Si se desea obtener una "efectividad" comprendida entre el 80 y el 90 por 100 se requiere para las pantallas delgadas un material de relleno que sea 10^3 a 10^4 veces menos permeable que el terreno de cimentación. Esta condición no es muy restrictiva, especialmente en aquellos casos en que el suelo de apoyo es francamente permeable. Una arena con un coeficiente de Darcy de 10^{-2} cm./s. precisa una pantalla con un material cuya permeabilidad oscile entre 10^{-5} cm./s. si la presa es baja, y 10^{-6} cm./s. si se trata de una obra de 100 m. de altura. Tales valores se obtienen con proporciones de arcilla moderadas que permiten mezclas manejables y económicas, en las que el cemento se reduce al mínimo para asegurar una estructura que asegure una mayor duración de la pantalla. La flexibilidad puede también ser adecuada a la deformabilidad del suelo circundante.

Es preciso tener en cuenta que las cifras que hemos indicado para la efectividad de la pantalla están del lado de la seguridad, pues existe un factor que contribuye, y quizá en no pequeña cuantía, a mejorar la impermeabilidad. Como es bien sabido, la utilización de fangos bentoníticos para la excavación origina una película o "cake" de bentonita de espesor variable, pero que puede alcanzar 1 cm., y cuyo coeficiente de Darcy es del orden de 10^{-9} cm./s. Si bien durante las operaciones de relleno puede ser removida existirán amplias zonas, en especial aquellas más permeables, en las que el "cake" permanece adherido a las paredes de la zanja. Por esta razón es a veces suficiente una "efectividad" de proyecto del orden del 60 por 100.

Como ejemplo de pantallas delgadas rellenas de una mezcla económica puede citarse la impermeabilización de la cimentación de la presa de Razzaza, en el Iraq (fig. 3). Los detalles del proyecto y construcción pueden consultarse en las referencias 2 y 3. Nos limitamos aquí a indicar que se trataba de recrecer un pequeño dique, existente que cierra la depresión de Abbu-Dibbis, en las proximidades del río Eufrates y cerca de la ciudad de Kerbala. Su objetivo fue la sobreelevación en 5 m. de cota de agua embalsada hasta un total de 11 m. El problema más importante planteado consistía en la impermeabilización de la capa de arena y arenisca, que, en espesores variables entre 5 y 15 m., se encuentran bajo la antigua presa y que en ocasiones produjeron sifonamientos localizados en el pie del paramento aguas abajo. La gran longitud del dique, unos 3 Km., aconsejaba el estudio de una mezcla económica con un aprovechamiento máximo de los materiales locales. La permeabilidad del terreno era muy variable, debido a la presencia de lentes de suelos muy diversos. Su valor medio estaba comprendido entre 10^{-3} y 10^{-4} cm./s., siendo más probable el límite superior. Se juzgó suficiente una permeabi-

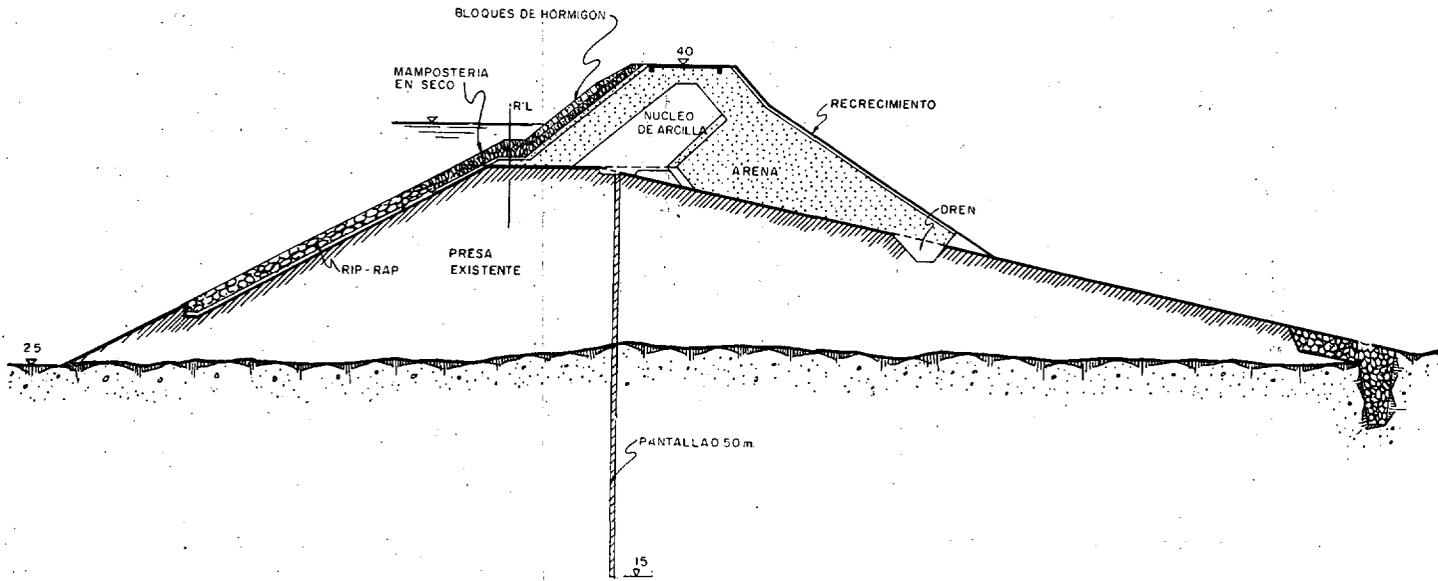


Fig. 3. — Presa de Razzaza (Iraq).
(Razzaza Dam, Irak.)

lidad de la mezcla cercana a 10^{-6} cm./s. para obtener una eficiencia del orden del 80 por 100. Después de los pertinentes estudios sobre la viscosidad y permeabilidad se llegó a la siguiente mezcla:

Para los paneles primarios

Arena, 0 — 1,25 mm.	— 55 %
Arcilla	— 39 %
Cemento	— 5,2 %
Bentonita	— 0,8 %
Agua-arcilla	— 1,0 %

Para los paneles secundarios

Arena, 0 — 1,25 mm.	— 52,2 %
Arcilla	— 36,8 %
Cemento	— 8,5 %
Bentonita	— 2,5 %
Agua-arcilla	— 1,6 %

Los resultados reflejados en el descenso de la línea piezométrica (ref. 2) confirmaron las hipótesis del proyecto.

Para estas mezclas pobres, sin embargo, es preciso limitar el gradiente de agua a su través, ya que unas pérdidas de carga excesivas sobre pantallas tan delgadas pueden provocar sifonamientos y roturas, en especial en las zonas de la cimentación con material de grano grueso. En pantallas de inyecciones, tal gradiente suele estar comprendido entre 2 y 10. En el caso de la presa de

Razzaza, el valor máximo estimado no es inferior a 15, valor prudente, habida cuenta de la pequeña cantidad de cemento utilizado. En pruebas realizadas por Nitchiporovitch (ref. 4), la destrucción de una capa limoarcillosa, en contacto con un filtro de granos comprendidos entre 3 y 50 mm., tuvo lugar bajo un gradiente entre 100 y 120. Sin una experimentación apropiada prudente no exceden de un valor del orden de 25. Para mezclas más ricas en cemento, esta cifra puede aumentarse, en la medida que lo hace la rigidez de la estructura proporcionada por el aglomerante.

RÉSISTENCIA

Es evidente que si una presa de materiales sueltos se apoya sobre un medio rocoso o sobre un suelo suelto cuya resistencia al esfuerzo tangencial es superior a la del cuerpo del terraplén, la cimentación no impone condiciones en la estabilidad del conjunto obra-terreno; es decir, los taludes de los paramentos son función de la resistencia del suelo con el que se va a construir la presa. La eventualidad de un deslizamiento que interese a la cimentación es remota, y si bien es conveniente la comprobación de posibles líneas de rotura que profundicen en ella suele ser el contacto de la presa con el terreno el límite de las mismas. Solamente en el caso de que la diferencia de resistencia sea pequeña y su componente fundamental sea de tipo cohesivo, unido a la presencia de fuertes presiones intersticiales, bien sean éstas debidas a un régimen permanente o a otro transitorio como

pueden ser las residuales existentes al fin de la construcción, el terreno de cimentación participa activamente en la seguridad de la obra. Esta circunstancia puede presentarse en presas homogéneas apoyadas sobre un suelo de parecidas características de resistencia y permeabilidad. Salvo estos casos especiales, las líneas cuyo coeficiente de seguridad es mínimo frente a eventuales corrimientos suelen ser relativamente superficiales, de talud o de pie del paramento, y como se ha indicado, el contacto con la cimentación es un límite que no es rebasado.

Sin embargo, también es muy frecuente que el cuerpo de la presa, conveniente desde el punto de vista de disponibilidad de materiales, tenga una resistencia al esfuerzo

cuencia en Mecánica del Suelo, es el que toma como tal la relación existente entre la resistencia real al esfuerzo tangencial de los materiales que componen el cuerpo de la presa y su cimentación, y la de otros ideales, que guarde con aquélla una relación constante, y para la cual se produjera un deslizamiento conjunto de ambas partes de la obra o, dicho de otra manera, el número por el cual es necesario dividir los parámetros que señalen la resistencia intrínseca del suelo de la presa y su cimentación, cohesión y rozamiento para encontrarnos en equilibrio estricto.

Cabe también considerar un concepto similar, pero aplicable solamente a la cimentación; es decir, adoptar como coeficiente de seguridad la relación entre la resistencia

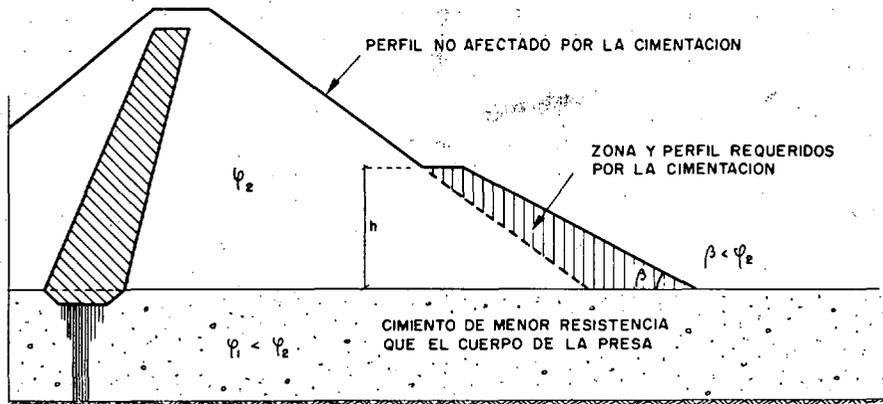


Figura 4.

tangencial marcadamente superior a la cimentación. Los espaldones de una presa de escollera, aunque la roca matriz básica no sea excesivamente resistente, disponen de un ángulo de rozamiento superior, por lo general a 35° , y es evidente que tal cifra es apreciablemente mayor que la correspondiente a unos aluviones o derrumbios de ladera que pueden existir en la cerrada. Si el espesor de tales terrenos es pequeño es práctica normal su remoción y apoyar la presa sobre la roca no alterada. Sin embargo, si la potencia de los suelos sueltos es considerable, tal medida no es económica, dada la gran anchura de la base de la sección transversal del terraplén, y es preferible ataluzar los paramentos en la cuantía que exija la adecuada estabilidad del conjunto. Es previsible que estos problemas se presenten con frecuencia en España por la abundancia de piedra que apunta a soluciones tipo escollera. Es interesante, por consiguiente, efectuar algunos comentarios al respecto e indicar las comprobaciones y métodos de cálculo que es preciso tener en cuenta en estos casos para que el coeficiente de seguridad sea superior al mínimo requerido.

Debemos comenzar, por tanto, con la definición de lo que se entiende por coeficiente de seguridad. El concepto que parece más adecuado, y se utiliza con más fre-

cuencia en Mecánica del Suelo, es el que toma como tal la relación existente entre la resistencia real al esfuerzo tangencial de los materiales que componen el cuerpo de la presa y su cimentación, y la de otros ideales, que guarde con aquélla una relación constante, y para la cual se produjera un deslizamiento conjunto de ambas partes de la obra o, dicho de otra manera, el número por el cual es necesario dividir los parámetros que señalen la resistencia intrínseca del suelo de la presa y su cimentación, cohesión y rozamiento para encontrarnos en equilibrio estricto.

Cabe también considerar un concepto similar, pero aplicable solamente a la cimentación; es decir, adoptar como coeficiente de seguridad la relación entre la resistencia real del terreno de apoyo y la precisa para el equilibrio límite, para las cargas efectivas impuestas por la presa, en régimen que podríamos llamar elástico. Evidentemente, el coeficiente así deducido es inferior al anterior, ya que se desprecia la resistencia del propio cuerpo del terraplén. Salvo en obras de pequeña importancia, juzgamos como más apropiada la definición primera, en la que se pide una plastificación simultánea de la presa y de su cimentación y queda sobreentendido en los párrafos que siguen.

La menor resistencia de la cimentación se refleja, por lo general, en que el perfil medio de los paramentos (figura 4) tiene una pendiente menor que en el caso de una cimentación muy resistente. La estabilidad de la parte superior de la presa no queda influida por la calidad del apoyo, por lo que el perfil más idóneo suele ser uno en que las zonas cercanas a la coronación tienen una pendiente relativamente grande, la cual viene impuesta solamente por las fuerzas que solicitan en la presa y por la resistencia del material del terraplén, y otras, las cercanas a la base, más ataluzadas. Estas deben cumplir dos condiciones; por una parte compensar, con su mayor peso, la deficiencia de resistencia del cimiento, frente al empuje transmitido por el resto de la

obra; en segundo lugar deben ser autoestables; es decir, las tensiones que el talud provoca al terreno natural deben ser soportadas por éste. Dos son, por consiguiente, los problemas a resolver:

a) El clásico problema referente al talud (β) que debe tener un material granular que se coloca sobre otro de menor resistencia.

b) Altura de la parte baja de la presa que debe quedar afectado por el mayor ataluzamiento exigido en a). Es frecuente, como se indica en la figura 4, que la separación de ambas zonas se efectúe mediante una banqueteta horizontal.

El primer problema no tiene, hasta el momento, una solución correcta desde el punto de vista mecánico y matemático. No obstante, si se adoptan algunas hipótesis básicas simplificadas se obtienen soluciones que, en opinión del autor, están dentro del "lower bound" de la real, y están del lado de la seguridad. Si suponemos que el material del terraplén (véase fig. 5), se halla en esta-

siendo:

γ_2 = densidad aparente del terraplén.

$$\text{sen } B = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } \varphi_2} ; \text{ sen } \Delta_2 = \frac{\text{sen } \delta}{\text{sen } \varphi_2} \quad (5)$$

δ = ángulo que forma la tensión con la vertical, deducida de la fórmula:

$$\delta = B - \beta - \Delta_2 \quad (6)$$

r = distancia al pie del talud.

Por otra parte, la máxima carga q , inclinada al ángulo δ , que es capaz de resistir una cimentación, cuyo rozamiento sea φ_1 , con una densidad γ_1 es lineal:

$$q = \gamma_1 r^K \quad (7)$$

siendo K un coeficiente, dependiente de δ y φ_1 , y que

$$\text{tg } \beta = \frac{K \cos \delta \frac{\gamma_1}{\gamma_2}}{1 + \frac{\gamma_1}{\gamma_2} K \text{sen } \delta}$$

$$\cos \varphi_2 = \frac{2 \cos \delta \sqrt{K \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \text{sen } \delta}}{\frac{\gamma_1}{\gamma_2} K + \text{sen } \delta}$$

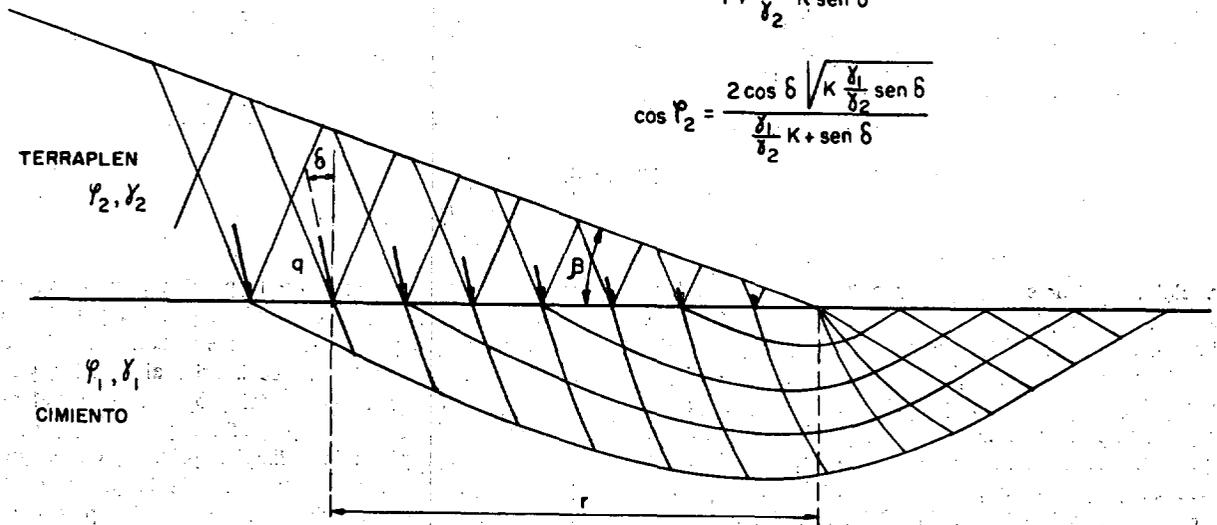


Figura 5.

do Rankine, correspondiente a un talud indefinido, las tensiones que sobre un plano horizontal ocasiona un relleno que forma el ángulo β con la horizontal, y cuyo ángulo de rozamiento es φ_2 , se deduce de las siguientes expresiones:

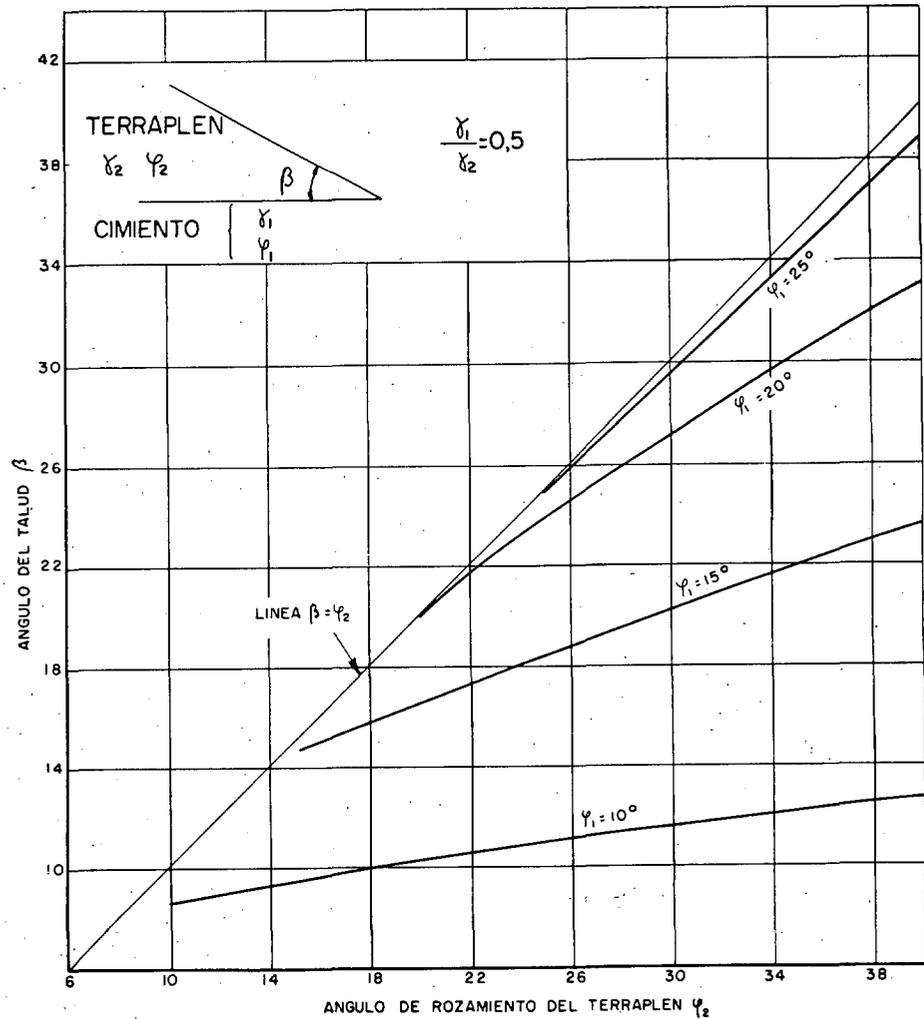
$$q = \gamma_2 r \text{sen } \beta \frac{\text{sen } B \text{sen } (\Delta_2 + \delta)}{\text{sen } \Delta_2 \text{sen } (B + \beta)} \quad (4)$$

puede deducirse por los métodos de diferencias finitas, propuestos por Sokolowski (véase ref. 5) para resolver el sistema de ecuaciones diferenciales que plantea el equilibrio plástico de la cimentación.

Con las ecuaciones (4) a (7) se tiene un sistema del que se obtiene la relación que buscamos entre β , φ_1 , φ_2 , γ_1 y γ_2 , los cuales se indican en la figura 5.

En los gráficos 6 y 7 se reflejan los resultados para

Figura 6.



dos valores extremos 0,5 y 1, en lo que respecta a la relación $\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$ y entre las cuales se encuentran, con toda probabilidad, todos los casos que pueden presentarse en la práctica. La cifra inferior corresponde aproximadamente al caso de un terraplén denso sobre una cimentación con mayor índice de huecos, y sumergida; y la superior a una presa de densidad no muy elevada sobre un terreno natural no inundado, como puede suceder en las laderas de la cerrada.

Para $\frac{\gamma_1}{\gamma_2} = 0,5$ y $\varphi_1 > 25^\circ$, el talud β puede ser, prácticamente, igual a φ_2 . En estas circunstancias, por tanto, no influye en el talud la menor resistencia de la cimentación. No debe olvidarse que φ_1 y φ_2 son los ángulos de rozamiento del cimiento y del terraplén, respectivamente, minorados en el coeficiente de seguridad adoptado. Por debajo de los 25° el terreno natural influye, decisivamente, en el ángulo β . En caso extremo, si

$\varphi_1 = 10^\circ$ la pendiente del paramento estable no es muy superior a esta cifra sea cual fuere la resistencia del material de la presa.

Si $\frac{\gamma_1}{\gamma_2} = 1$, los paramentos pueden ser menos tendidos. Para ángulos de rozamiento del cimiento, superiores a 20° puede adoptarse $\beta = \varphi_2$. Por debajo de tal cifra se hace sentir el influjo de la cimentación, si bien en menor cuantía que en el caso de que ésta se halle inundada. Estos diagramas pueden servir para un primer tanteo de la parte baja de la presa, interpolando entre ellas si la relación de densidades es intermedia.

El segundo problema, hasta qué altura es preciso llegar con un talud más tendido, o qué peso de hierro se necesita colocar en el pie de la presa para compensar la menor resistencia del cimiento debe resolverse por tanteos ensayando diversas líneas de deslizamiento para cada perfil hasta localizar aquel que proporcione el coeficiente de seguridad buscado. Pueden emplearse otros

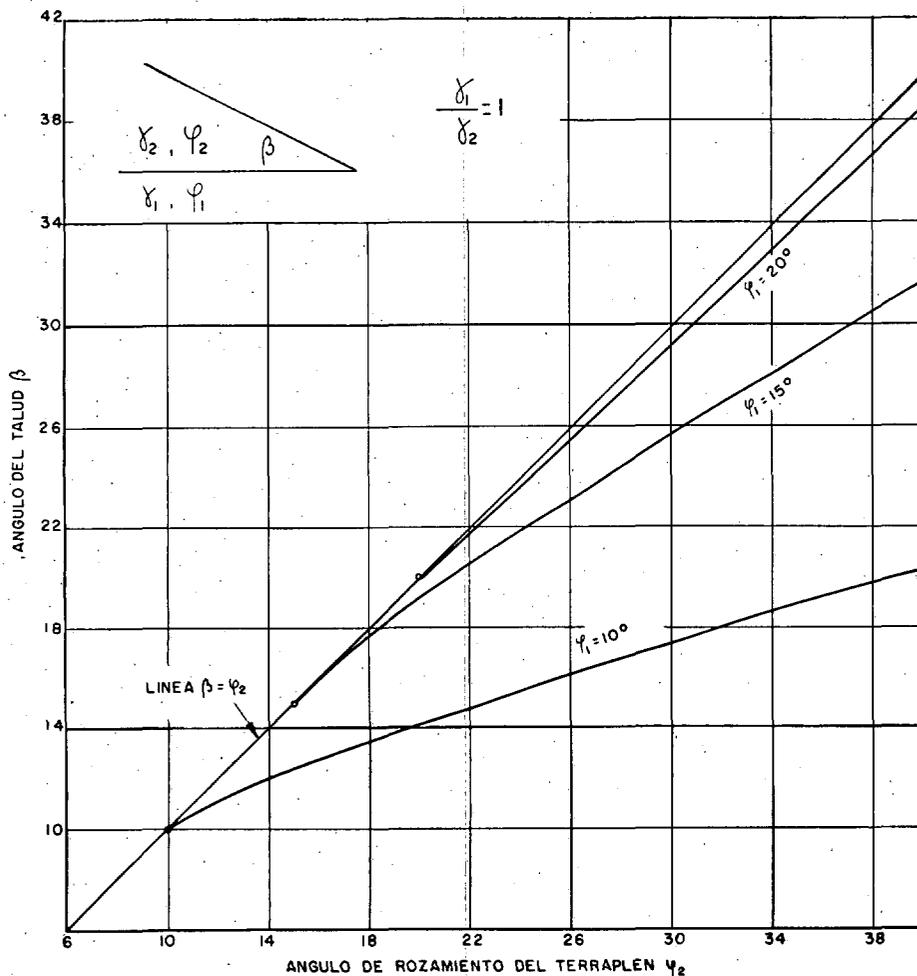


Figura 7.

métodos usuales de Bishop, Jánbú Morgenstern, etc. (ref. 6). En la figura 8 se indican algunas morfologías probables de la línea de deslizamiento de diversos tipos de presas, que la brevedad de este capítulo impide desarrollar detalladamente.

Ahora bien, si el perfil de la parte alta de la presa ha sido establecido por el método de las características de tensiones, es decir, se ha obtenido un perfil isorresistente (refs. 7 y 8), aquellos tanteos son innecesarios, ya que el estado tensional y la morfología de las líneas de deslizamiento correspondientes al estado plástico del cuerpo del terraplén, considerando como tales las envolventes de las características de tensiones son subproducto del cálculo, y solamente resta por determinar el perfil de la zona próxima a la cimentación, que con un talud igual al β , fijado por los ábacos de las figuras 6 y 7, sea suficiente para contrarrestar las tensiones impuestas por el cuerpo del terraplén. Sobre una superficie horizontal (fig. 9) la inclinación de las tensiones sobre el contacto va creciendo a medida que nos aproximamos al paramento. Tal ángulo no puede ser superior a φ_1 , rozamiento de la cimentación. La línea de deslizamiento que pasa por el punto que cumple la condi-

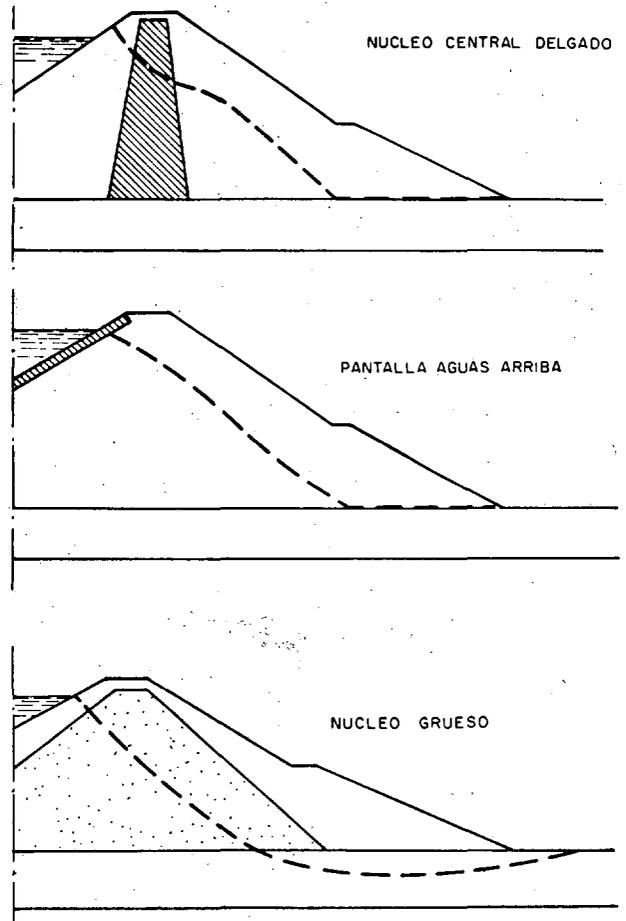


Figura 8.

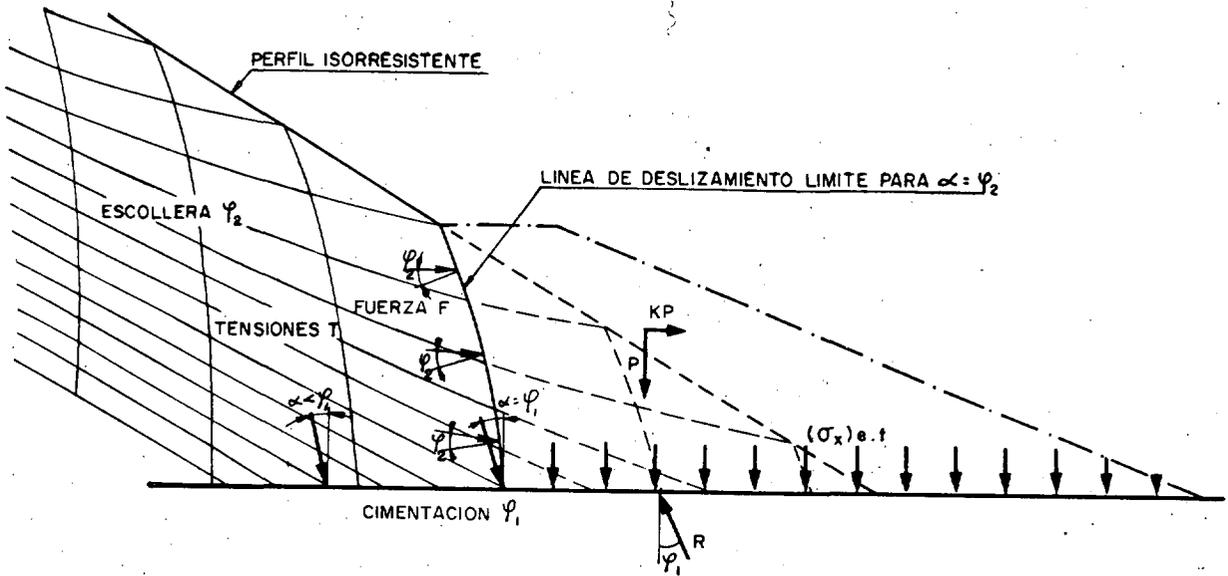


Figura 9.

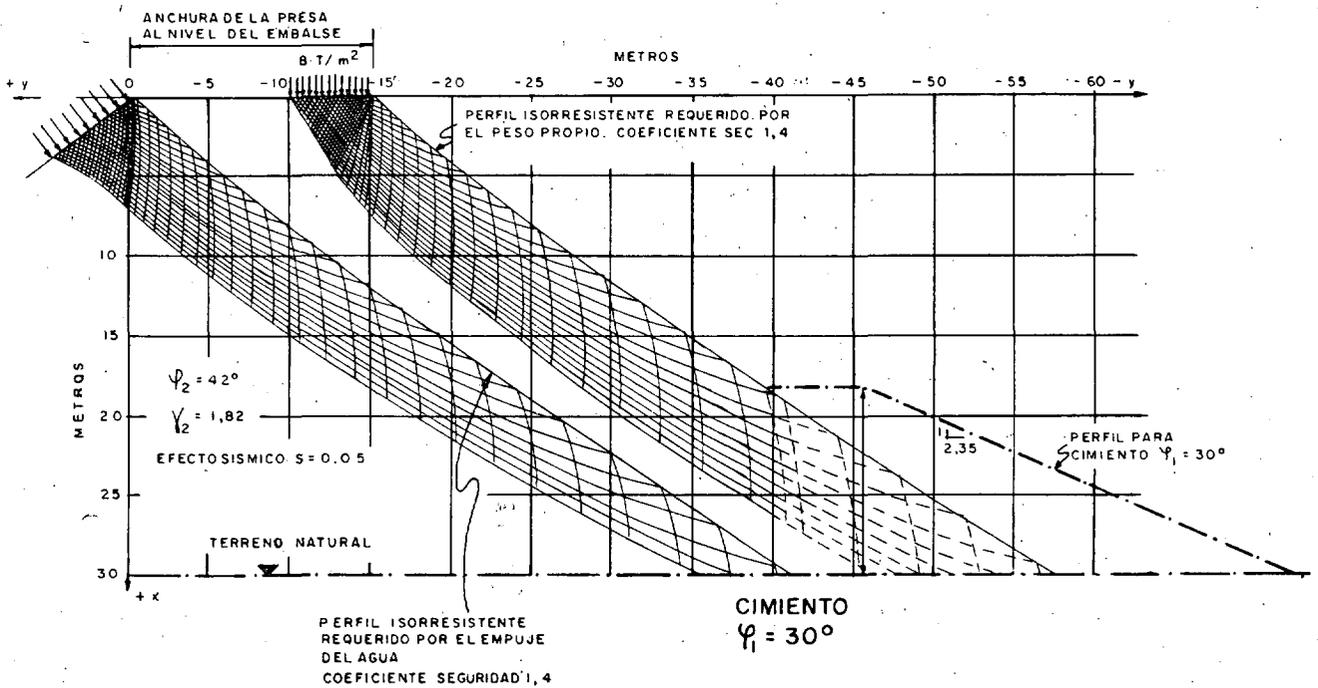


Figura 10.

ción $\delta = \varphi_1$ limita el área mínima que debe ser revisada. Ha sido llamada "línea límite" en la figura 9. A partir de la misma, el perfil isorresistente debe ser modificado. El peso del terraplén o pedraplén que debe colocarse aguas abajo de tal línea debe cumplir las condiciones de equilibrar las tensiones que actúan directa-

mente en ella (resultante de las fuerzas F) y las que existen sobre el contacto en las cercanías de la línea límite (tensiones t). En la mayor parte de los casos, no es posible deducir un nuevo perfil isorresistente, para esta zona, por lo cual, es necesario recurrir a procedimientos simplificados, tal como proyectar un perfil que

sea suma de los que se precisa para equilibrar las fuerzas F y T , independientemente, con lo cual, estaremos, evidentemente, del lado de la seguridad. El perfil preciso para oponerse a las fuerzas F será aquél cuyo peso P (con una componente horizontal debido al efecto sísmico, si éste es el caso) esté en equilibrio con la resultante F y con otra fuerza inclinada un ángulo con la cimentación.

La presión externa (σ_x) ext. que debe existir en la parte exterior de la línea límite para compensar las tensiones t , puede calcularse por el método de las características.

En la figura 10 se ha dibujado el perfil tipo de la presa de los Campitos (Tenerife) calculado con los criterios antes expuestos (ref. 9).

DEFORMABILIDAD

Los asentos que en el cuerpo de la presa origine la deformabilidad de la cimentación, rara vez imponen condiciones específicas en aquella, si bien este hecho no excluye la necesidad de un estudio completo de la consolidación del cimiento de la presa en sus dos facetas: su ley en relación con el tiempo, y la magnitud total una vez alcanzado el equilibrio final.

La investigación de la marcha de la consolidación debe orientarse, muy especialmente, a la determinación de los asentos postconstructivos al objeto de prever la adecuada sobreelevación de la coronación, y disponer siempre del mínimo resguardo necesario. Este estudio, en el caso de que la magnitud del asiento sea importante, debe realizarse, no solamente en la etapa de proyecto, sino también durante la construcción. Es conveniente la instalación de los aparatos de auscultación precisos para seguir el ritmo de la consolidación, comprobar las previsiones a este respecto, y poder extrapolar con mayor probabilidad de acierto, los asentos finales.

La cuantía del asiento, como hemos indicado, y su distribución dentro de una sección transversal de la presa, no suele presentar problemas importantes. Solamente si el cimiento está constituido por arcillas o limos de reciente deposición, como puede ser el caso de una presa situada en la cola de otro embalse, su compresibilidad puede ser lo suficientemente alta, en relación con el terraplén, para aconsejar la sustitución de la totalidad o de parte de las capas interesadas. Los esfuerzos tangenciales producidos en la presa por la diferencia de asentos del cimiento suelen ser pequeños, por serlo también el gradiente de los mismos en sentido transversal. En caso extremo, tales esfuerzos abocarían a fisuras longitudinales, de importancia no mayor de las originadas por la deformabilidad del material de la propia presa, en especial cuando dentro de la misma existen dos zonas de acusada diferencia de compresibilidad, como las presas de escollera con núcleo de arcilla. Tales fisuras, si se producen, suelen ser autosellantes y no ponen en peligro la estabilidad ni la estanqueidad de la obra.

En sentido longitudinal, la deformación de la presa queda, por lo general, poco afectada por la cimentación. Solamente conviene destacar el caso en que algunas de las laderas presente un fuerte cambio de pendiente, tal como se indica en la figura 11. En estas cir-

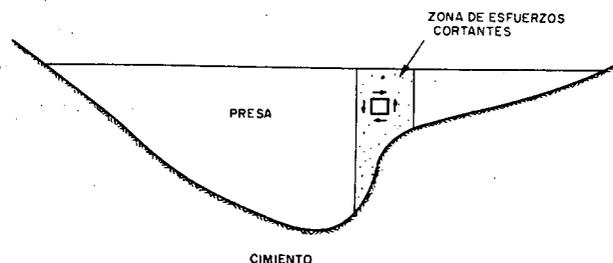


Figura 11.

cunstancias en la zona situada sobre el punto anguloso se produce un incremento de las tensiones tangenciales en la dirección transversal a la obra que, en casos extremos, pueden provocar la fisuración del elemento impermeable. Es conveniente, a tales cambios de pendiente, regularizar en sentido longitudinal una zona de la cimentación, no solamente en el área ocupada por el núcleo impermeable de la presa, sino también en zonas amplias de los espaldones.

REFERENCIAS

1. N. N. AMBRASEYS: "Cut-off efficiency of grouted curtains and slurry trenches". Grouts and dilling muds in Engineering practice. Butterworths, 1963.
2. J. TORAN: "The Razzaza Saga". Rapport núm. 53, question 37, X Congreso de Grandes Presas. Montreal, 1970.
3. — "El dique de Razzaza". Número extraordinario de la REVISTA DE OBRAS PUBLICAS. Mayo 1970.
4. A. A. NITCHIPOROVITCH: "Deformations and stability of rockfill dams". Rapport núm. 19, question 31, VIII Congreso de Grandes Presas. Estambul, 1964.
5. V. V. SOKOLOWSKY: "Statics of granular media". Butterworths. Londres, 1965.
6. V. ESCARIO: "Estabilidad de presas de tierra y escollera". Monografía núm. 1 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
7. S. URIEL: "Cálculo de perfiles isorresistentes por el método de las características y su aplicación al proyecto de presas de materiales sueltos". REVISTA DE OBRAS PUBLICAS núm. especial. IX Congreso de Grandes Presas. Estambul, 1967.
8. — "Design of loose fill dam slopes by the method of characteristics". VII Conferencia Internacional sobre Mecánica del Suelo y Cimentaciones. México, 1969.
9. — "Informe sobre la sección tipo de la presa de los Campitos" (Tenerife). No publicado.