

# CALCULO DE TALUDES ISORRESISTENTES POR EL METODO DE LAS CARACTERISTICAS Y SU APLICACION AL PROYECTO DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

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

## 1. INTRODUCCION

El proyecto y construcción de presas de materiales sueltos está tomando en España un auge considerable. De igual forma, las modernas autopistas exigen, cada vez más, unas obras de tierra, en desmante o en terraplén, de cota roja muy importante. La mayor abundancia de maquinaria para movimiento de tierras y su mayor rendimiento, abaratan estas unidades de obra haciéndolas competitivas con las obras de fábrica. Hemos de recordar, además, que los emplazamientos para presas de hormigón en condiciones de cimentación idóneas son cada vez menores, y es preciso recurrir con más frecuencia a cerradas de características geotécnicas dudosas, que aconsejan en muchos casos la adopción de una presa de materiales sueltos.

Es, por lo tanto, necesario completar nuestro conocimiento sobre la técnica de estas obras con la experiencia que se adquirirá en breve plazo. La primera fase de esta técnica es, indudablemente, el proyecto de la estructura. Un proyecto racional no debe ser una mera interpolación entre las obras ya construidas, sino que debe basarse en un conocimiento más completo de la mecánica del terreno, que, si bien en las últimas décadas ha avanzado considerablemente en muchos aspectos, presenta otros susceptibles todavía de perfeccionamiento. Uno de estos temas es la evaluación de la estabilidad de taludes, sobre la cual existen numerosos métodos, lo que indica que no se ha logrado todavía ninguno que refleje de una forma adecuada el comportamiento de los suelos. Está en la mente de todos el hecho de que en las obras de tierra, en lo que respecta a la estabilidad de taludes, han sido admisibles coeficientes de seguridad de 1,2, si se efectuaba el cálculo por el clásico método de círculo sueco. Con métodos más modernos, que después comentaremos brevemente, esta cifra es algo mayor y puede llegar hasta 1,5 cuando se proyecta el paramento aguas abajo de la presa, pero que puede ser menor e incluso inferior a la unidad en circunstancias especiales. Estas cifras son las más bajas dentro del campo de la construcción. Por lo cual, es de sospechar que estos valores no representan realmente el coeficiente de seguridad, pues, en caso contrario, los deslizamientos en los taludes habrían sido, con gran probabilidad, bastante

más frecuentes. Un nuevo método de cálculo, que quizá arroje alguna luz a este respecto, va a ser el objeto de este artículo.

Veamos qué sucede en un talud, cuando en él se produce un corrimiento (fig. 1.<sup>a</sup>). Aceptemos como con

16

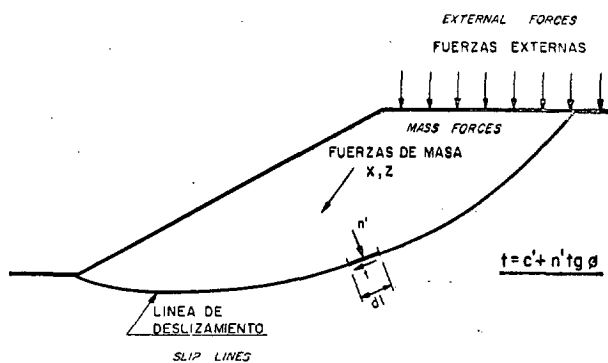


Fig. 1.<sup>a</sup> — Deslizamiento en un talud.  
(Slope Sliding).

cepto de coeficiente de seguridad el que parece afianzarse en el campo de la mecánica del suelo, es decir, la relación que existe entre la resistencia al esfuerzo tangencial de un suelo, y la de otro, ideal, bajo el cual, con la misma morfología y las mismas cargas aplicadas al caso en estudio, se llegaría a producir el deslizamiento. Supongamos el talud de la figura 1.<sup>a</sup>, que puede representar el de un desmante en una carretera, o bien el talud de una presa de materiales sueltos. El talud está en equilibrio estable para las características resistentes reales del terreno. Disminuyamos progresivamente la resistencia del terreno, conservando la magnitud de las fuerzas externas al talud y las fuerzas de masa internas al mismo, hasta que indefectiblemente se producirá el deslizamiento en alguna zona, o según una línea definida del terreno, aunque después, y debido a la dislocación de la forma primitiva, se puedan producir grietas o fisuras secundarias. En el momento del comienzo del corrimiento, si suponemos que la resistencia del terreno está representada por la ley de Coulomb, según una cohesión  $c'$  y un ángulo de rozamiento interno  $\phi'$ , en presiones efec-

tivas, en cualquier elemento diferencial de esta línea se cumplirá la expresión:

$$t = c' + n' \operatorname{tg} \phi'$$

Las presiones normales  $n'$  deben expresarse también en presiones efectivas. Esta expresión indica que el vector que actúa en dicho elemento de superficie tiene su punta, en un diagrama de Mohr, sobre la línea de resistencia intrínseca del material.

La integral de esta ecuación:

$$T = c' L + N' \operatorname{tg} \phi'$$

deberá cumplir las condiciones externas de equilibrio. Si conociésemos la distribución de las tensiones normales  $n'$ , se podría inmediatamente deducir la relación que debe existir entre  $c'$  y  $\operatorname{tg} \phi'$  para producirse el equilibrio estricto y, por consiguiente, el coeficiente de seguridad de la obra. Dos son, pues, las incógnitas que se presentan para evaluar la estabilidad de un talud prefijado. Por una parte, la forma y la situación de la línea de deslizamiento. Por otra, la distribución de presiones normales sobre ella. Desde que en 1820 se aplican las teorías de Coulomb a la estabilidad de taludes, mediante líneas rectas, hasta nuestros días, los numerosos métodos existentes tratan de aproximarse cada vez más a la solución de las dos incógnitas base planteadas. El problema no es sencillo cuando están presentes fuerzas de masa no constantes, lo cual sucede cuando aparece la subpresión. Se observó que, en arcillas homogéneas, los deslizamientos tenían directrices parecidas a la circular. Por ello, en 1922, la Comisión Sueca de los Ferrocarriles sienta las bases del método que después se llamaría del "Círculo sueco", sobre el cual aparecieron después múltiples variantes gráficas y numéricas. La posición del círculo pésimo se busca por tanteos. Las mejoras últimamente introducidas, consisten en evaluar las tensiones normales sobre la línea de deslizamiento, teniendo en cuenta el efecto tangencial entre las rebanadas. Entre estos métodos se cuenta el de Bishop.

Aparece, también, el del círculo de rozamiento, que ha recuperado parte de su prestigio inicial, pero que se utiliza poco en la actualidad, debido a la dificultad de su aplicación mediante la computación electrónica, a la que se adaptan muy bien otros métodos más complicados y quizá más artificiosos.

Cuando la fuerza de masa debida a la subpresión es importante, o bien cuando nos encontramos con taludes heterogéneos, como son las presas de escolleras, la superficie cuyo coeficiente de seguridad es mínimo, ya no es circular, y es preciso entonces tantear en su forma y en su posición otras líneas. Surgen así los métodos de Janbu, Morgenstern y Price, Nonveiller, etc., variantes del método de Bishop aplicado a líneas circulares. No vamos a entrar en el detalle de estos procedimientos, que puede consultarse en la monografía del Laboratorio del Transporte, cuyo autor es D. Ventura Escario, sobre "Estabilidad de presas de tierra y escollera".

El intento de encontrar en un talud prefijado cuál es la línea pésima de deslizamiento y la distribución de fuerzas normales sobre ella, tropieza con la dificultad de la coexistencia de zonas elásticas y plásticas, cuya interacción condiciona la solución buscada, lo que hasta el momento no se ha resuelto. Ello obliga al tanteo de muchas superficies de deslizamiento, en cualquiera de los métodos actuales. Diferente es el problema, si en vez de evaluar la estabilidad de un talud prefijado, intentamos hallar un perfil isorresistente (fig. 2.<sup>a</sup>), es decir, estable-

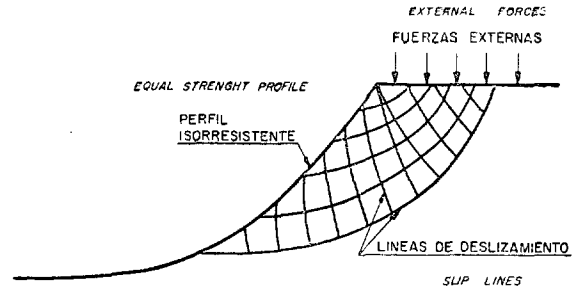


Fig. 2.<sup>a</sup> — Plastificación en un talud isorresistente.

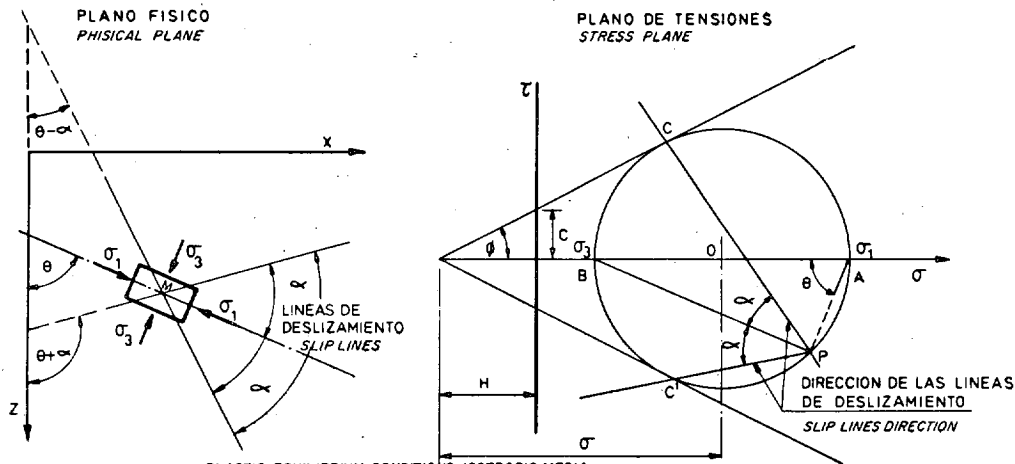
(Plastification of an equal strength profile).

cer un talud en el cual, al producirse esa teórica disminución de resistencia del terreno, todo él, simultáneamente, entre en plasticidad. En este caso las ecuaciones de equilibrio estático y la condición de plasticidad, que deben cumplirse en todos y cada uno de los puntos de la zona, conducen a un sistema de ecuaciones diferenciales, como veremos, que es integrable por métodos numéricos, sea cual fuere la complicación de las fuerzas exteriores o de las fuerzas de masa envueltas en el problema. Ahora la incógnita ya no es la más probable línea de deslizamiento, que viene determinada por la resolución de dichas ecuaciones, sino el perfil externo del talud, sobre el cual las fuerzas externas son nulas o unas conocidas de antemano. De igual forma, la distribución de las fuerzas normales sobre cualquiera de las líneas de deslizamiento es un subproducto de la solución buscada. De esta forma, obtendríamos el perfil mínimo, con un coeficiente de seguridad fijado previamente, con el posible consiguiente ahorro de material.

Expondremos brevemente los principios en que se basa este método de cálculo.

## 2. TALUDES EN TERRENO HOMOGENEO

Comenzaremos por estudiar el equilibrio de un medio isotrópico y homogéneo (fig. 3.<sup>a</sup>). Analicemos el contorno de un punto situado dentro de una zona de terreno que se halle en estado plástico. El estado tensional en un punto como el  $M$  queda fijado si se conocen la magnitud de las tensiones principales y el ángulo que una de ellas, por ejemplo  $\sigma_1$ , forma con el eje  $z$ . Si dicho punto se



PLASTIC EQUILIBRIUM CONDITIONS, ISOTROPIC MEDIA  
CONDICIONES DE EQUILIBRIO PLASTICO EN MEDIO ISOTROPO

$$\begin{aligned}
 (1) \quad & \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta z} = 0 & (4) \quad & \sigma_z = \sigma (1 + \operatorname{sen} \phi \cos 2\theta) - H \\
 (2) \quad & \frac{\delta \tau_{xz} + \delta \sigma_z}{\delta x} = \gamma & (5) \quad & \tau_{xz} = \sigma \operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} 2\theta \\
 (3) \quad & \sigma_x = \sigma (1 - \operatorname{sen} \phi \cos 2\theta) - H
 \end{aligned}$$

Fig. 3.<sup>a</sup> — Condiciones de equilibrio plástico en medio isótropo.

(Plastic equilibrium conditions. Isotropic media).

encuentra en estado plástico, en el plano de tensiones de Mohr, el círculo representativo tiene que ser tangente a la línea de resistencia intrínseca del material. El polo  $P$  del círculo de Mohr se obtiene trazando por el extremo del vector representativo de la tensión principal mayor  $\sigma_1$ , una recta que forma el ángulo  $\theta$  con el eje de las abscisas. También quedará determinado el estado de tensiones en este punto si conocemos la abscisa del centro del círculo,  $0$ , es decir, la magnitud  $\sigma$  y el ángulo que fija la posición del polo. En función de estas dos variables,  $\sigma$  y  $\theta$ , se pueden calcular las tensiones principales y las tensiones normal y tangencial que actúan sobre un plano cualquiera, que pase por dicho punto. Como es bien sabido, la dirección de las líneas de deslizamiento queda determinada por las rectas de unión del polo con los puntos de tangencia del círculo de Mohr y la envolvente de rotura, es decir, la dirección de las rectas  $PC$  y  $PC'$  del plano de tensiones. Estas líneas de deslizamiento forman con el eje  $Z$  los ángulos  $\theta + \mu$  y  $\theta - \mu$ , siendo:

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

Si toda la zona en estudio se encuentra en equilibrio plástico, las tensiones deben satisfacer las condiciones de equilibrio bidimensional. Por otra parte, deben cumplirse las ecuaciones [3], [4] y [5] que expresan la condición de plasticidad en el punto estudiado, en función de  $\sigma$  y  $\theta$ .

Introduciendo el valor de las tensiones  $\sigma_x$ , y  $\sigma_y$  en

las ecuaciones de equilibrio [1] y [2] se obtienen otras dos en derivadas parciales de las dos variables  $\sigma$  y  $\theta$ . Este sistema de ecuaciones no puede ser integrado directamente, en la mayoría de los casos, en especial si las fuerzas de masa no son nulas.

Entre los diferentes procedimientos que existen para resolverlo, gráficos como el de Josselin de Jong, o analíticos como el de Kötter, el que en los momentos actuales parece estar más sistematizado, y con una posibilidad más directa de aplicación práctica a los problemas de ingeniería es el debido Sokolovski, método expuesto en su libro *Statics of Soil Media*. Las ecuaciones de equilibrio plástico se integran, por este procedimiento, por *diferencias finitas*, a partir de los valores de las tensiones en el contorno.

Si se conoce el valor de las tensiones, y su dirección a lo largo de uno de los contornos de la región que se encuentra en equilibrio plástico, se pueden seleccionar puntos a intervalos finitos, y a través de cada uno de ellos se pueden dibujar las dos líneas de deslizamiento, como se indica en la figura 4.<sup>a</sup>. Se pueden obtener así, los valores de  $x, y, \sigma, \theta$  en una nueva serie de puntos cercanos a la línea de contorno, los cuales pueden ser ahora tomados como puntos de partida para determinar las coordenadas en el plano físico, y las tensiones a lo largo de otra serie de líneas de deslizamiento que pasen por ellos. De esta forma, progresivamente, se puede desarrollar la solución a través de toda la región interesada hasta llegar al contorno que buscamos, en el que se verifica las dos condiciones que lo determinan:

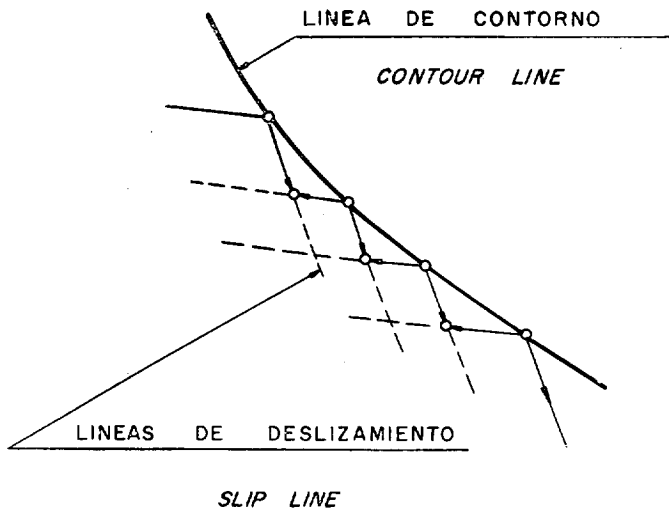


Fig. 4.<sup>a</sup> — Resolución del método de las características por diferentes finitas.  
(Resolution of the characteristic method by finite differences).

- a) que el círculo de Mohr pase por el origen
- b) que la tensión principal mayor actúe sobre un plano perpendicular al talud.

Si se quiere tener una solución suficientemente aproximada es preciso elegir los puntos de partida en el contorno bastante próximo, con lo cual el número de reiteraciones necesarios para extender el método a toda la región en estado plástico, es enorme. Es imprescindible, por consiguiente, acudir a los calculadores electrónicos. Baste decir que un equipo de calculistas experimentados, tardarían unos seis meses en establecer un perfil de relativamente poca altura. Un ordenador pequeño, como es el IBM-16.20 puede efectuar esta tarea en pocas horas. Con otro del tipo 360, bastan algunos minutos para su resolución.

Vamos a ver ahora la aplicación de este procedimiento a una presa calculada por los procedimientos convencionales (fig. 5.<sup>a</sup>). Este es el perfil tipo proyectado para la presa de Villamueva de la Cueva, en el río de la Cueva. Es una presa de pequeña altura, 30 m., que se cimentará sobre grandes espesores de arcillas tortonien-

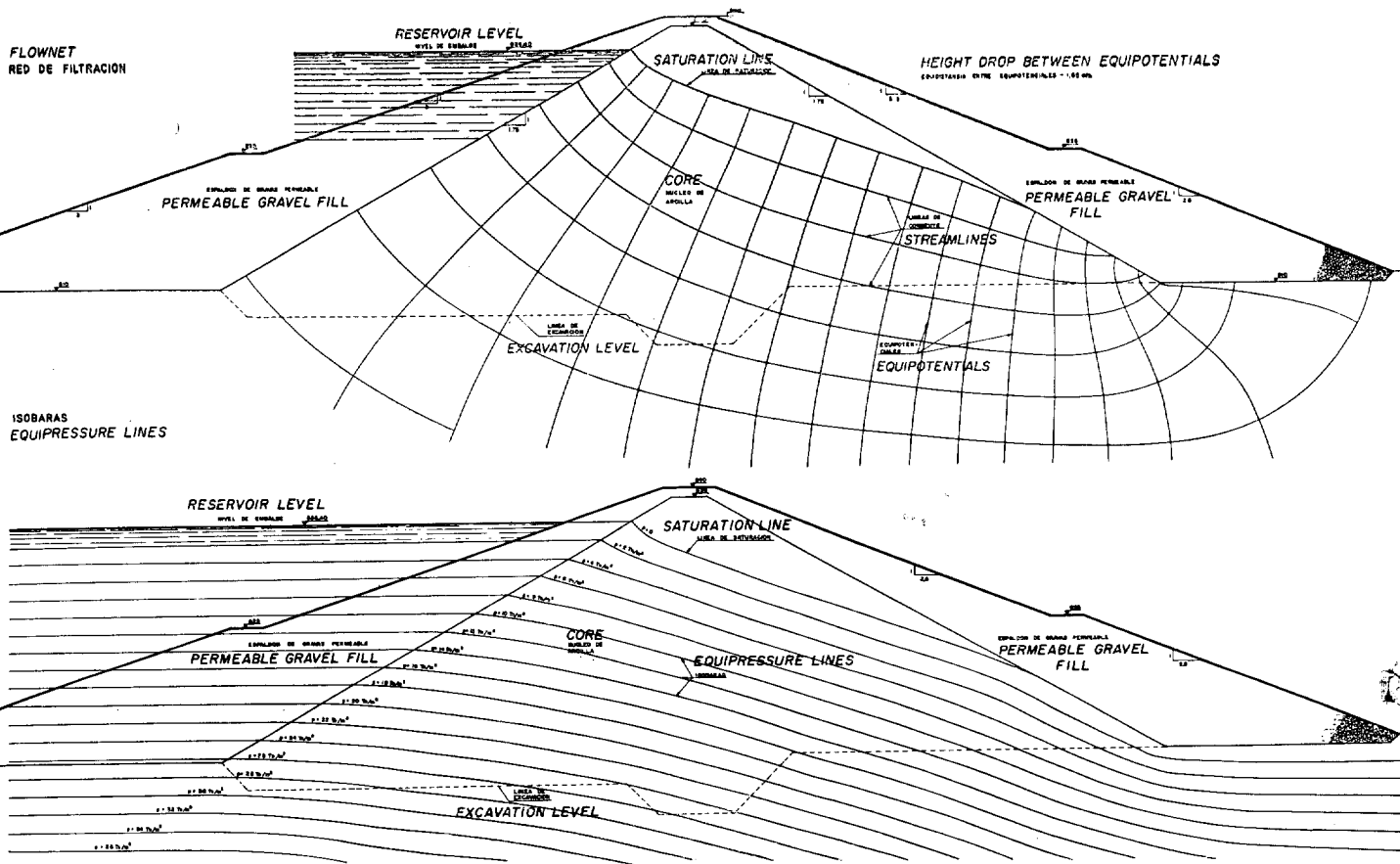
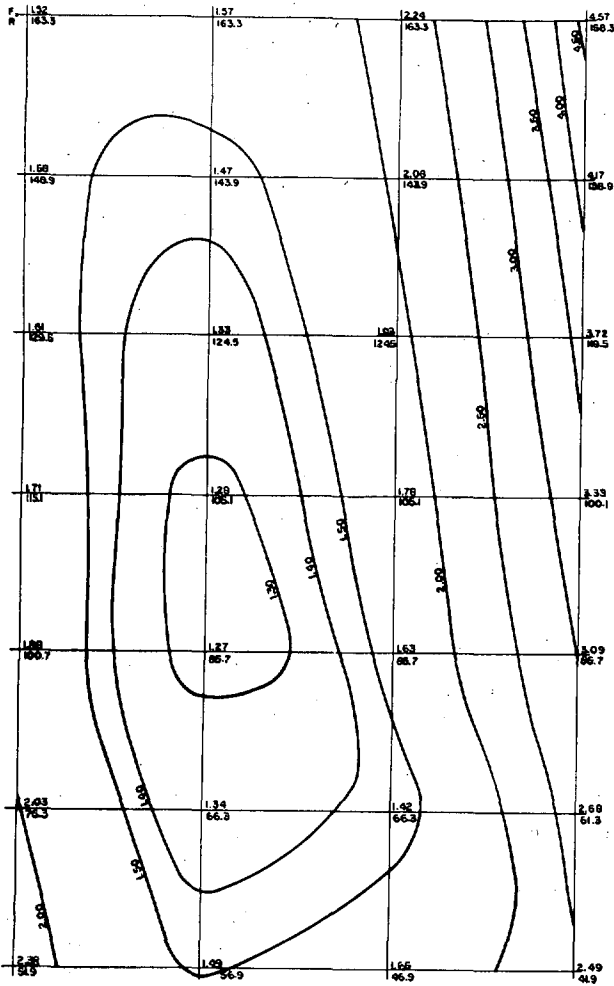
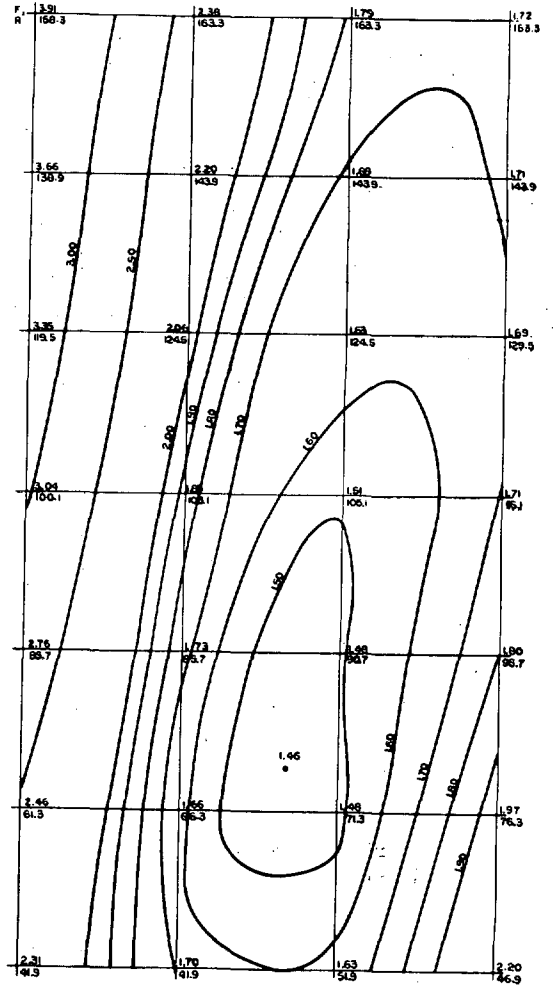


Fig. 5.<sup>a</sup> — Presa de Villamueva de la Cueva.  
(Villamueva de la Cueva dam).

PARAMENTO AGUAS ARRIBA  
 DESEMBALSE RAPIDO  
 UPSTREAM SLOPE  
 RAPID DRAWDOWN



PARAMENTO AGUAS ABAJO  
 DESEMBALSE LLENO  
 DOWNSTREAM SLOPE  
 FULL RESERVOIR



BISHOP'S METHOD  
 METODO DE A. W. BISHOP

$$F = \frac{\sum [cb + (W - ub) \tan \alpha] \frac{SEC \alpha}{1 + \frac{SEC \alpha}{F} \tan \alpha \cdot \tan \phi}}{\sum W \cdot \sec \alpha}$$

ORIGIN  
 CENTRO DE COORDENADAS

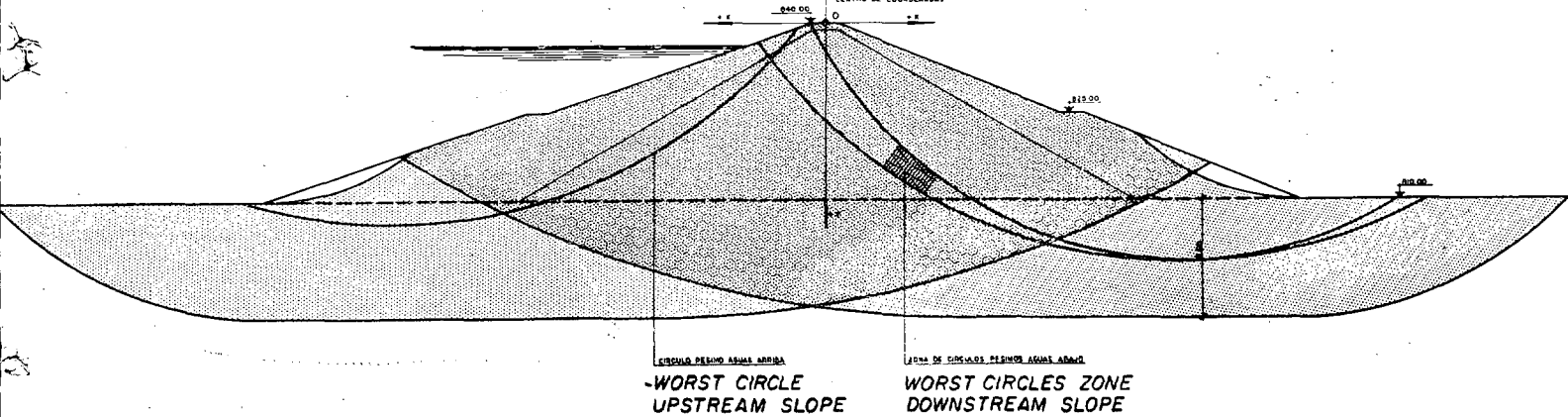


Fig. 6.ª — Coeficiente de seguridad. Método de Bishop.

(Safety factor. Bishop's method.)

ses. Este es el único material disponible para la construcción de la presa, salvo algunas terrazas, escasas en extensión y potencia, constituidas por gravas cuyo contenido arcilloso es bastante elevado. Con estas gravas, se ha proyectado realizar los espaldones que aparecen en la figura 5.<sup>a</sup>. Los ensayos de laboratorio dieron como resultado, para el material compactado y para la cimentación una línea de resistencia intrínseca definida por los parámetros:

$$c' = 2 \text{ Tn./m.}^2$$

$$\phi' = 25,2^\circ.$$

Estos mismos valores fueron adoptados para los espaldones contaminados en elevada proporción con las arcillas infrayacentes. El perfil, por tanto, a efectos de resistencia, se ha considerado como homogéneo. Los ensayos de permeabilidad, no obstante, dieron un valor muy superior en las gravas que en las arcillas, por lo que se consideró que aquellas presentaban un coeficiente de Darcy prácticamente infinito en relación con el material del núcleo. En la parte superior de la figura 5.<sup>a</sup> está dibujada la red de filtración a través del núcleo y de la cimentación y en la parte inferior la red de isobaras deducida de ésta. El talud aguas arriba tiene una pendiente 3:1 y el de aguas abajo 2,50:1, con una banqueta de 3,50 m.

El cálculo de estabilidad se efectuó por el método de Bishop, con la ayuda de un ordenador electrónico (figura 6.<sup>a</sup>). Se tanteó, para ambos paramentos, unas familias de círculos, cuyos centros estaban situados en los vértices de las retículas indicadas en la figura y con radios variables, de forma que los círculos más profundos eran tangentes a una capa situada a unos 10 m. por debajo del nivel del terreno. De cada familia de círculos

concéntricos se obtuvo aquel que presentaba el coeficiente de seguridad más pequeño. Son las cifras apuntadas en los vértices. Se dibujaron después, por interpolación, las líneas que unen los centros cuyo coeficiente de seguridad es el mismo. Los valores mínimos registrados para ambos paramentos, son los siguientes:

Paramento de aguas arriba en desembalse rápido .....	F = 1,27
Paramento de aguas abajo .....	F = 1,47

Se ha indicado en la figura la zona ocupada por los tanteos y la que comprende los círculos pésimos de ambos paramentos.

Veamos ahora el resultado que se obtiene mediante el método que acabamos de explicar (fig. 7.<sup>a</sup>), aplicado al paramento de aguas abajo de la presa. El perfil isorresistente se ha calculado a partir de la altura correspondiente al nivel del embalse. El efecto de la coronación lo hemos sustituido por un sistema de fuerzas verticales que actúan sobre esta línea horizontal y cuya magnitud es aproximadamente igual al peso de las tierras que sobre ella produciría un perfil similar al de la presa proyectada. Despreciamos de esta forma, la resistencia que al deslizamiento opone la zona suprimida. No hay inconveniente, por otra parte, en comenzar el cálculo a un nivel superior.

Las fuerzas de masa, incluida la subpresión, se han dividido en tres regiones, en las cuales la ley de variación es la indicada en la figura 7.<sup>a</sup>.

Puesto que con el método de Bishop se había obtenido un coeficiente de seguridad próximo a 1,5 para una pendiente de 2,50:1, hemos realizado un tanteo con este mismo valor. Es decir, hemos hallado el perfil de un talud, isorresistente, que teniendo la subpresión y fuerzas externas indicadas en la figura, estuviese a cualquier altura,

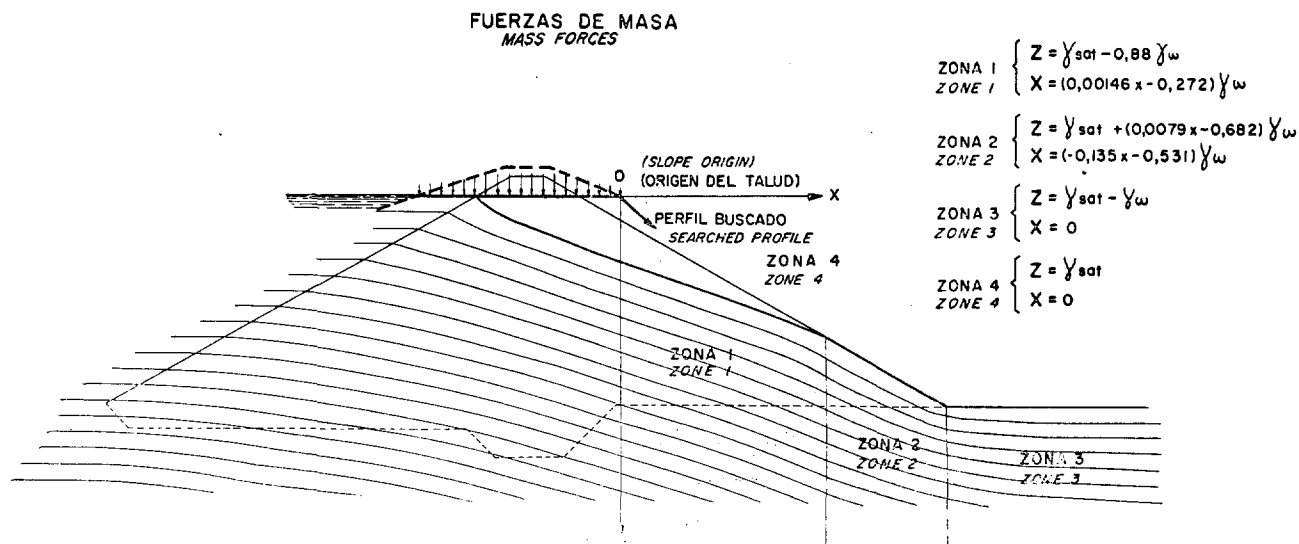


Fig. 7.<sup>a</sup> — Fuerzas de masa básicas.  
(Basic mass forces).

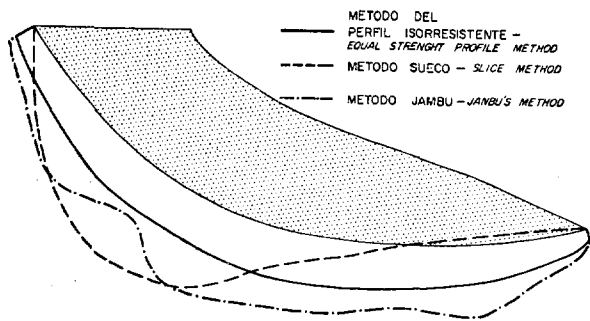


asimismo, la distribución de presiones normales sobre la línea elegida. Si esto no sucede y el coeficiente de seguridad obtenido es más pequeño, será debido a que la ley de presiones normales sobre las líneas de deslizamiento es diferente de la real.

Esta comprobación se ha efectuado, con una línea muy próxima al pie del talud. A ella se han aplicado el método de las rebanadas y el método de Janbu. No ha sido posible hacerlo con el de Bishop, pues las directrices de estas líneas de deslizamiento no son circulares. Como ambos métodos dan resultados parecidos, los comentarios generales que haremos sobre el método de Janbu pueden valer también para el de Bishop. Los coeficientes de seguridad obtenidos han sido los siguientes:

Método de las rebanadas .....	1,12
Método de Janbu, sin corrección de esfuerzos tangenciales a los lados de las rebanadas .....	1,05
Método de Janbu con corrección de los esfuerzos tangenciales en las rebanadas .....	1,18

**DISTRIBUCION DE TENSIONES TANGENCIALES**  
SHEAR STRESS DISTRIBUTION



**DISTRIBUCION DE TENSIONES NORMALES**  
NORMAL STRESS DISTRIBUTION

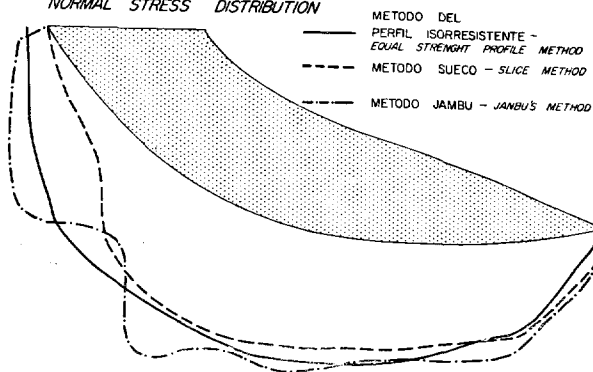


Fig. 9.<sup>a</sup>—Distribución de tensiones normales y tangenciales a lo largo de una línea de deslizamiento.

(Normal and tangential stress distribution along a slip line).

En la figura 9.<sup>a</sup> se han dibujado las leyes de distribución de las presiones normal y tangenciales a lo largo de la línea tanteada. Estudiando estas curvas puede explicarse el motivo de las diferencias que se encuentran entre tres métodos. Es un hecho muy interesante, y que es preciso hacer destacar, el que la distribución de esfuerzos tangenciales por el método del perfil isorresistente es casi uniforme a lo largo de la línea de deslizamiento, disminuyendo ligeramente hacia los extremos de la cuña. El método de las rebanadas tiene un espectro de esfuerzos tangenciales totalmente diferente del que se produce realmente en el corrimiento, siendo mucho mayores que los reales los existentes en la zona más inclinada de la cuña y muy inferiores en la parte más baja de la misma. Las presiones normales, son bastante parecidas, a excepción también de la parte superior. El método de Janbu conduce a una variación de presiones algo irregular, con una extraña ondulación, en este caso, debido al cambio brusco de pendiente en las cercanías de la coronación. Los esfuerzos normales son parecidos. Los tangenciales, por el contrario, son mayores que en el método del perfil isorresistente.

Si bien una comparación como la que hemos presentado no es suficiente para juzgar el problema, parece concluirse que los procedimientos utilizados hasta la fecha dan como resultado unos coeficientes de seguridad inferiores a los que realmente existen en la obra, debido a que los esfuerzos que tienen lugar a lo largo de las eventuales líneas de deslizamiento no están correctamente deducidos. Este hecho, unido a que los parámetros de resistencia intrínseca del terreno, cohesión y rozamiento, suelen ser escogidos entre los más bajos obtenidos en los ensayos *in situ* o en laboratorio, conduce a una seguridad de la obra muy superior a la representada por el llamado coeficiente de seguridad, que es en realidad solamente un número deducido de un método de cálculo aproximado.

### 3. TALUDES HETEROGENEOS

Las teorías del equilibrio en estado plástico que acabamos de exponer para un suelo homogéneo, pueden aplicarse igualmente en el proyecto de taludes en cuyas proximidades coexisten zonas de características resistentes diferentes. Es el caso, por ejemplo, de presas de escollera, o presas heterogéneas en las que hay un núcleo netamente diferenciado de los espaldones. Es normal que en este tipo de obras se fije previamente el contorno, las dimensiones y situación del núcleo, basándose en el tipo, características y disponibilidad del material impermeabilizante. La morfología de la cimentación influye también en el dimensionamiento. Proyectado el núcleo en base a tales consideraciones se establecen los espaldones, para conseguir un conjunto estable. El cálculo de tal estabilidad se ha venido efectuando, hasta ahora, bien por método de la cuña, o bien tanteando posibles líneas de deslizamiento que afecten al núcleo y espaldones. En estos casos la búsqueda de la línea pésima es más com-



plicada, pues su directriz suele ser quebrada, alejándose de la forma circular, en especial en los espaldones. La línea de separación de éstos con el núcleo, supone una discontinuidad y en sus cercanías la posible línea de deslizamiento presentan puntos angulosos.

El análisis de una eventual rotura a lo largo de tales líneas, se puede efectuar por alguno de los procedimientos aplicables a líneas de directriz arbitraria, como es el de Janbu. Existen otros métodos, como el de Lewis, que conjuga el empuje activo del núcleo, según una directriz circular, con la resistencia al empuje pasivo de los espaldones de escollera, según las teorías clásicas de Coulomb o Caquot.

A las simplificaciones que introducen estos métodos, y que hemos expuesto anteriormente, se une ahora una mayor incertidumbre sobre la forma de la posible línea de deslizamiento que proporciona un mínimo coeficiente de seguridad. En el caso del talud agua arriba, es preciso estudiar diversos niveles de desembalse, cada uno de los cuales supone un nuevo grupo de tanteos. Ya hemos visto, por otra parte, que los errores de los métodos convencionales se acentúan cuando alguna porción de la línea de deslizamiento forma gran ángulo con la horizontal. Esto sucede si se tantean líneas que discurren en el interior del núcleo.

El método de las características permite establecer un perfil isorresistente, con un coeficiente de seguridad prefijado de antemano respecto a la resistencia del material del núcleo y de la escollera. Para cada zona el coeficiente de seguridad puede ser diferente, según el grado de confianza que se tenga en los parámetros que definen su resistencia al esfuerzo tangencial. Coexisten ahora tres zonas en estado plástico: los dos espaldones de escollera, y el núcleo. No obstante, el método de las características puede no ser, en este caso, tan directo como lo es el de presas homogéneas, y sería preciso, por lo menos en el estado actual de este método, establecer varios perfiles isorresistentes eligiendo finalmente aquél que sea más tendido, o bien la envolvente de todos ellos. Sin embargo, adoptando los criterios que más adelante exponemos, puede proyectarse el perfil con un único tanteo. Dos son los motivos de la posible existencia de varias soluciones del equilibrio plástico entre núcleo y espaldones.

La zona cuyo empuje activo provoca el deslizamiento que afecta a un determinado paramento, puede ser exclusivamente el núcleo, o bien éste unido a una parte del espaldón opuesto. El primer caso puede presentarse cuando el núcleo está constituido por un material plástico y blando. La arcilla ensilada entre los dos espaldones produce un empuje activo sobre ellos superior al que éstos pueden desarrollar, manteniéndose el equilibrio por su resistencia al empuje pasivo, o produciéndose el deslizamiento si éste no es suficiente. En este caso, el perfil que debe proyectarse para cada espaldón viene condicionado únicamente por las tensiones que el núcleo en estado plastificado induce en él, independientemente de la morfología del otro espaldón. Es lo que llamaremos "rotura nucleica". Pero si la arcilla es poco plástica, o

bien los espaldones están sobredimensionados, puede suceder que el empuje activo de estos últimos sea superior al que el núcleo provoca. En estas circunstancias cada espaldón impone sus tensiones al opuesto por mediación del núcleo, el cual juega ahora un simple papel de intermediario (véase fig. 10). A este tipo de rotura la denominaremos "clamídica". El perfil de cada uno de los espaldones viene condicionado por el del otro. Las dos circunstancias indicadas tienen que ser tenidas en cuenta en el establecimiento de los perfiles isorresistentes. Aho-

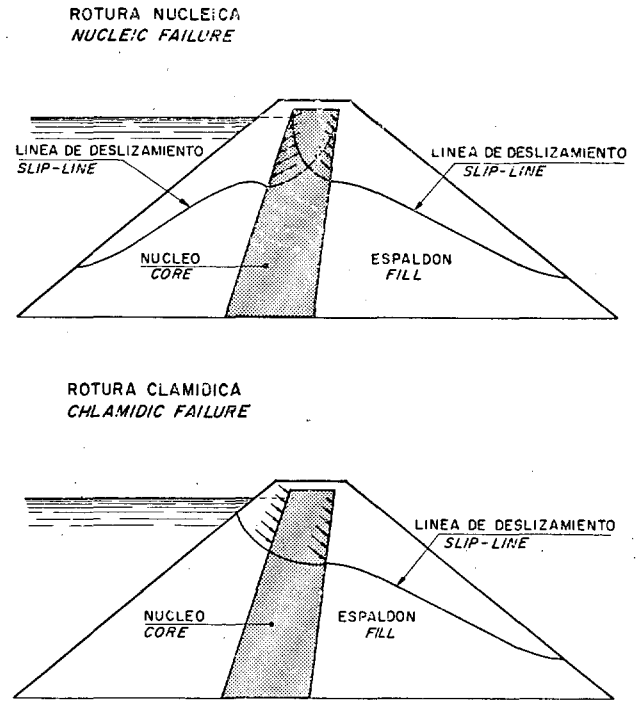


Fig. 10. — Tipos de rotura en presas heterogéneas.  
(Failure types in heterogeneous dams.)

ra bien, si de antemano se proyecta el perfil de cada espaldón para que equilibre, con un cierto coeficiente de seguridad, el empuje activo del núcleo, es evidente que la segunda comprobación es superflua. Pero si los taludes, de aguas arriba o de aguas abajo, en su parte superior, fuesen impuestos por otras circunstancias diferentes de las puramente resistentes, y resultasen *a priori* claramente de mayor volumen que el estricto para contrarrestar el empuje del núcleo, el resto de los perfiles externos vendrá determinado por el tipo de rotura clamídica. Con poca experiencia en el método que exponemos se puede directamente efectuar el cálculo con la morfología de rotura adecuada, sin necesidad de duplicar los tanteos.

El segundo punto que requiere algunas consideraciones previas es el estado tensional en el contacto del núcleo y de los espaldones, cuando se produciría esa eventual rotura que se analiza. En otras palabras, ¿qué dirección tiene el empuje del núcleo sobre los espaldones, o,

a la inversa, cuando se origina el deslizamiento? Esta dirección es, *a priori*, indeterminada, y depende del movimiento relativo entre aquellas zonas, en los estados previos a la rotura. Es lógico dimensionar la presa con aquella hipótesis que nos deja del lado de la seguridad, siempre que tal hipótesis sea compatible cinemáticamente con las condiciones generales del problema. Es muy probable que poco antes de la rotura han tenido lugar deslizamientos a lo largo del contacto, debido a la diferente deformabilidad de ambas zonas, en especial en la parte más elevada de la presa. Por consiguiente, la tensión en el contacto puede corresponder a la de resistencia de pico de la arcilla, si las deformaciones han sido pequeñas, o la residual, si éstas han sido grandes. En la figura 11 se indican los límites entre los que razonable

miento en una presa, con un núcleo de arcilla central ( $\phi = 25^\circ$ ), ligeramente inclinado hacia aguas arriba, y espaldones de escollera ( $\phi' = 45^\circ$ ), en el supuesto de que el coeficiente de seguridad fuera igual a la unidad. Las líneas 1-2-3-4-5-6 y I-II-III-IV-V-VI indican la morfología del deslizamiento de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, para el tipo de rotura "clamídica"; las variantes (4 bis) (IV bis) si la rotura es nucleica.

Para encontrar el perfil isorresistente se comienza por el estudio de la plastificación de la zona activa hasta el contorno de la siguiente. Se determinan en él las tensiones inducidas, y tomando éstas como origen, se continúan estableciendo las condiciones de equilibrio plástico en la nueva zona, hasta llegar al perfil externo.

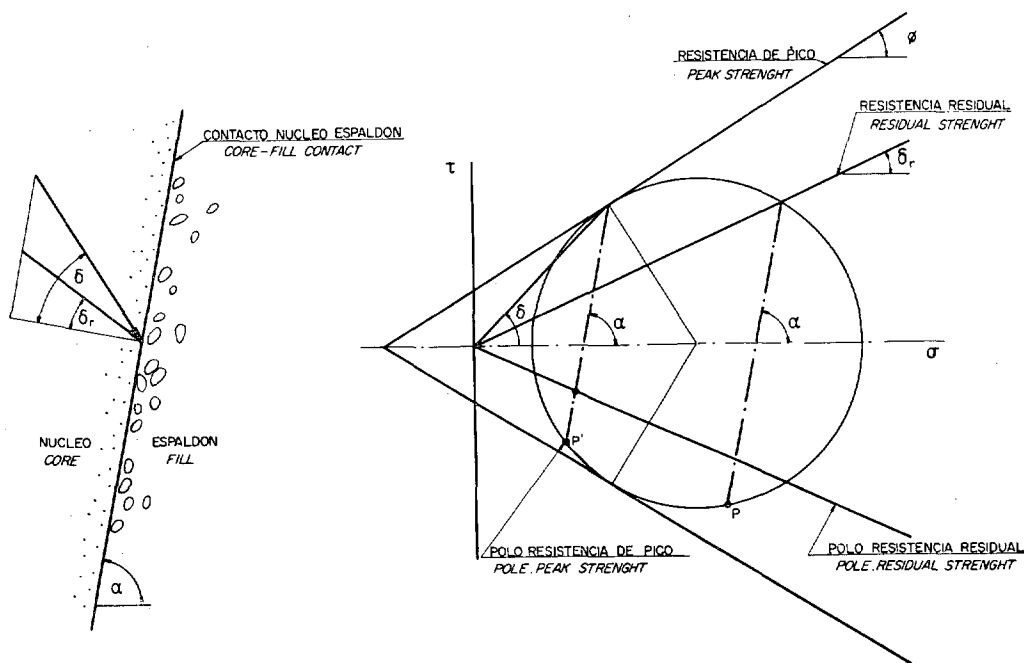


Fig. 11.— Contacto núcleo-espaldón.  
(Core-Fill contact).

mente se hallará la dirección del empuje en el contacto núcleo-espaldón, para los dos tipos de rotura indicados. Como el rozamiento residual produce generalmente, para ángulos inferiores a  $30^\circ$ , mayor empuje que el rozamiento de pico, es lógico adoptar un estado tensional en los límites del núcleo, correspondiente a la resistencia residual, a menos que las circunstancias particulares de la obra aconsejasen otra cosa.

Adoptando un criterio en estas dos cuestiones, y un coeficiente de seguridad respecto a la resistencia de los materiales que constituirán la presa, se conocen las condiciones de contorno que debe cumplir el perfil isorresistente que buscamos. En la figura 12 se indican, a título de ejemplo, la dirección de las líneas de desliza-

En la figura 13 se refleja el resultado de los cálculos, del perfil isorresistente del paramento de aguas abajo de una presa, a embalse lleno, cuyo núcleo es el indicado en la figura 12. Se ha supuesto que la rotura es nucleica, con un coeficiente de seguridad igual a 1,5 y que el rozamiento entre núcleo y espaldones es igual al de la arcilla. Se han dibujado solamente la mitad de las líneas de deslizamiento calculadas. En el núcleo cada familia de tales líneas son tangentes a los contactos con los espaldones. Como puede verse, el talud encontrado, a excepción de la parte superior, es prácticamente una recta con un talud muy próximo a 1,5 : 1, como corresponde a un material con  $\text{tg } \phi' = 1$ , y un coeficiente de seguridad de 1,5. Se comprueba, por lo tanto, que por estar

**NOTAS**

ROZAMIENTO ENTRE NUCLEO Y ESPALDONES -  $\delta = 25^\circ$   
 P = POLO DE CIRCULO DE MOHR  
 LA LINEA GRUESA EN LOS CIRCULOS DE MOHR  
 REPRESENTA LA DIRECCION DE LA LINEA DE DESLIZAMIENTO

**NOTES**

FRICTION ANGLE CORE-ROCKFILL -  $\delta = 25^\circ$   
 P = MOHR CIRCLE POLE  
 THE THICK LINE INDICATES THE  
 SLIP LINE DIRECTION

- R.F.U.S = ROCK FILL NEAR UPSTREAM SLOPE
- R.F.C.U = ROCK FILL NEAR CORE UPSTREAM END
- C.U.S = CORE UPSTREAM SLOPE
- C.D.S = CORE DOWNSTREAM SLOPE
- R.F.C.D = ROCK FILL NEAR CORE DOWNSTREAM END
- R.F.D.S = ROCK FILL NEAR DOWNSTREAM SLOPE

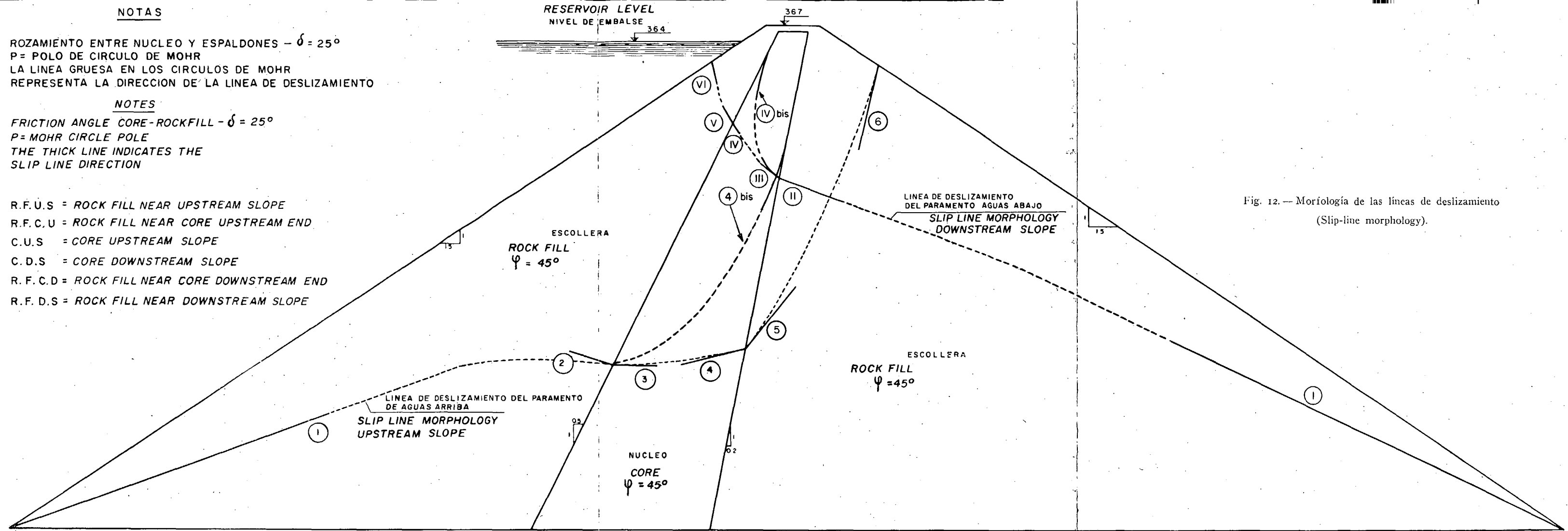
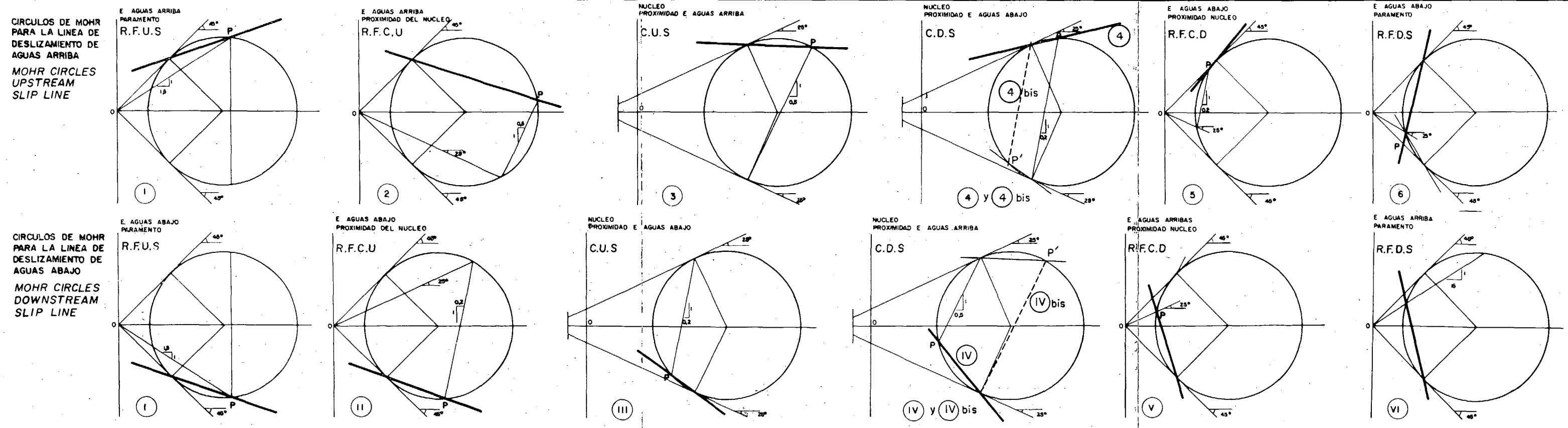


Fig. 12. — Morfología de las líneas de deslizamiento (Slip-line morphology).



NIVEL DE EMBALSE  
RESERVOIR LEVEL

PRESA DE ESCOLLERA. PERFIL ISORRESISTENTE DEL  
TALUD AGUAS ABAJO. A EMBALSE LLENO  
ROCK FILL DAM. DOWNSTREAM SLOPE. EQUAL  
STRENGTH PROFILE. FULL RESERVOIR

ZONA ZONE		CARACTERISTICAS REALES DE LOS SUELOS	CARACTERISTICAS DE CALCULO	
NUCLEO CORE	COHESION	1,5 Tm/m <sup>2</sup>	1,0 Tm/m <sup>2</sup>	COHESION
	ANGULO DE ROZAMIENTO	23°	15,8°	FRICTION ANGLE
	DENSIDAD HUMEDA	1,975 Tm/m <sup>3</sup>	1,975 Tm/m <sup>3</sup>	DENSITY
ESCOLLERA ROCK FILL	COHESION	—	—	COHESION
	ANGULO DE ROZAMIENTO	45°	33,6°	FRICTION ANGLE
	DENSIDAD SECA	1,80 Tm/m <sup>3</sup>	1,80 Tm/m <sup>3</sup>	DENSITY
		ACTUAL SOILS CHARACTERISTICS	CALCULATION CHARACTERISTICS	

NUCLEO  
CORE

NIVEL DE EMBALSE  
RESERVOIR LEVEL

LINEAS DE DESLIZAMIENTO  
SLIP LINES

PERFIL ISORRESISTENTE COEFICIENTE DE SEGURIDAD F = 1.5  
EQUAL STRENGTH PROFILE SAFETY FACTOR F = 1.5

ROTURA NUCLEICA  
NUCLEIC FAILURE

RED DE ISOBARAS  
EMBALSE LLENO  
EQUIPRESSURE LINES  
FULL RESERVOIR

Fig. 13.—Perfil isorresistente del talud agua-abajo de una presa de escollera.  
(Downstream slope equal strength profile of a rock fill dam).

bastante lejos el núcleo del perfil externo, la forma de este último viene condicionado casi exclusivamente por su propio peso. Es conveniente hacer notar la forma en S, bastante tendida, que tienen las líneas de deslizamiento en el espaldón diferente de las habitualmente tanteadas por los métodos convencionales.

#### 4. TALUDES DE MATERIAL ORTOTROPICO

El método de las características, que hemos expuesto para taludes homogéneos o heterogéneos, pero isótropos, puede ser aplicado igualmente al caso de suelos anisótropos. Este problema, si bien interesante desde el punto de vista teórico, lo es menos en la práctica, dada la dificultad de conocer realmente la variación anisotrópica de las propiedades de los suelos. Existe, sin embargo, un caso que se presenta con frecuencia, cuya resolución tiene gran interés. Se trata del proyecto de taludes de material ortotrópico, es decir, materiales que pueden ser considerados como isótropos, a excepción de una dirección privilegiada, según la cual sus propiedades de resistencia y deformabilidad pueden ser diferentes. Es el caso de suelos estratificados o esquistosos. En estas direcciones los enlaces entre las partículas suele ser más débil y, consecuentemente, menor la resistencia al esfuerzo tangencial.

Se presenta, por lo tanto, el problema de determinar

el equilibrio, en plasticidad, de un suelo de este tipo. Se necesitan cuatro valores para definir su resistencia: la cohesión y rozamiento isotrópico, y estos mismos parámetros referidos a la dirección de menor resistencia (véase fig. 14).

Al producirse la plastificación pueden presentarse dos tipos de zonas: una, en las que la rotura tiene lugar según esas direcciones especiales, y que llamaremos "zonas de rotura ortoplástica", y otras, en que las líneas de deslizamiento cortan oblicuamente a aquéllas y en las que el material se comporta como isótropo. A estas últimas zonas las distinguiremos con el nombre de "zonas de rotura isotrópica".

Las ecuaciones de equilibrio plástico y su resolución en las zonas isotrópicas son las que hemos indicado en párrafos anteriores. Las ecuaciones [6], [7] y [8], de la figura 14, representan las condiciones de equilibrio en la zona ortotrópica si los planos de menor resistencia se orientan en la dirección del eje x. La resolución de este sistema es directa (ecuaciones [9]). Si se conocen en un contorno las funciones arbitrarias  $f_1$  y  $f_2$ , queda fijada la solución completa de la distribución de las tensiones en las zonas de rotura ortoplástica. Para tener resuelto completamente el problema, sólo nos queda por delimitar las zonas en que la rotura será isotrópica u ortoplástica. El límite entre ellas cumple la condición [10].

No entraremos en detalles para no alargar excesivamente esta exposición, indicando solamente, a título de

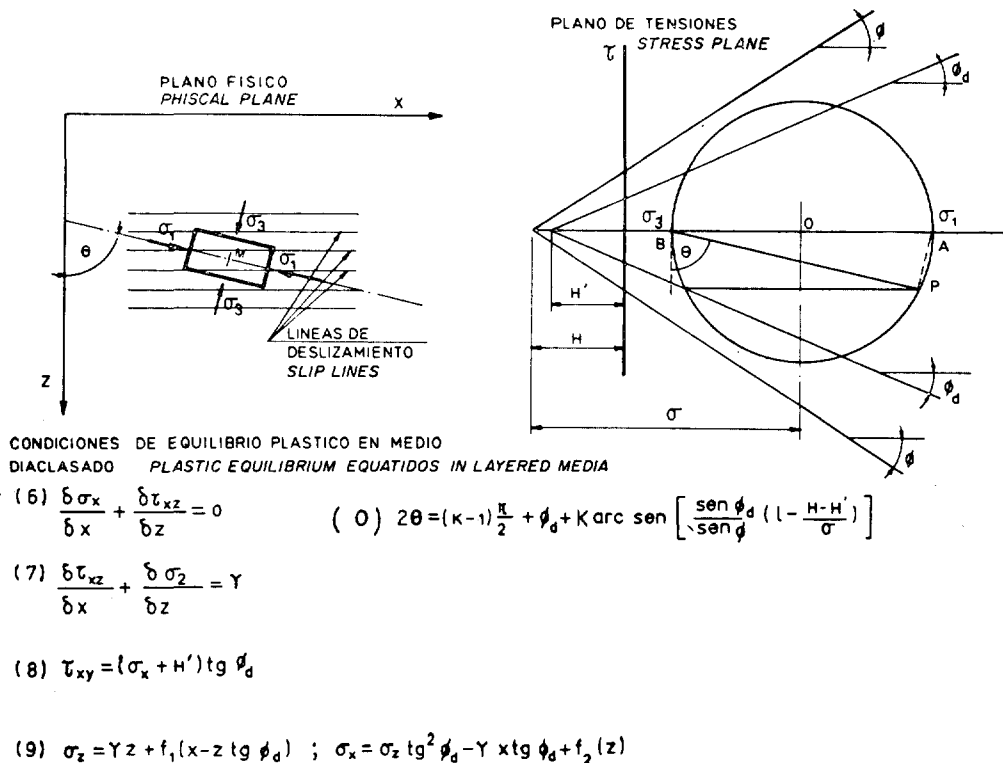


Fig. 14. — Condiciones de equilibrio plástico en medio diaclasado.

(Plastic equilibrium conditions in layered media).

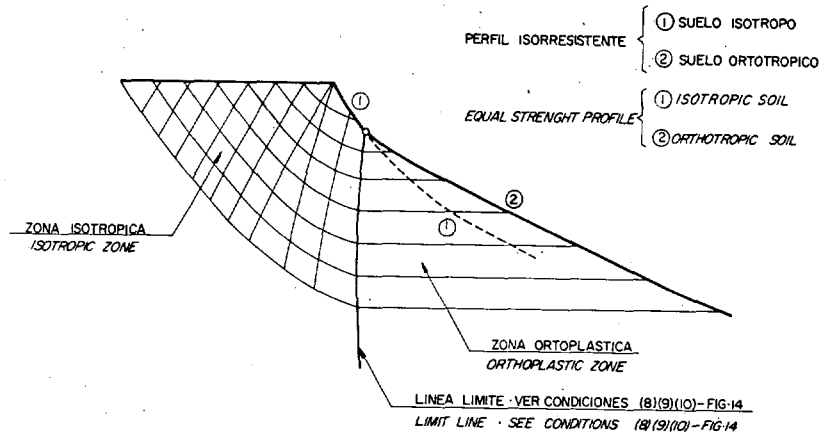


Fig. 15. — Perfil isorresistente en medio ortotrópico.  
(Equal strength profile, orthotropic media).

ejemplo, la morfología general de un talud isorresistente construido con un material de este tipo (véase fig. 10).

### 5. TALUDES CIMENTADOS SOBRE SUELOS DE MENOR RESISTENCIA QUE EL MATERIAL DEL TERRAPLEN

Un caso, en cierto modo análogo al de los taludes ortotrópicos, que también se presenta corrientemente en el proyecto de presas, es el de una cimentación de menor resistencia que el material que constituye el cuerpo del terraplén. En tales circunstancias el perfil externo del talud viene condicionado en la parte inferior por las características del terreno de apoyo. Son posibles varios casos según sea la relación entre la resistencia del terraplén y la de su cimentación. La morfología de la línea de deslizamiento más frecuente en presas es la indicada en la figura 16. Parte de la misma transcurre en el cuerpo del terraplén hasta un cierto punto, como el A, del

contacto con la cimentación, a partir del cual la línea de deslizamiento sigue dicho contacto hasta el pie del paramento. Si la cimentación es mucho menos resistente que el terraplén, existe la posibilidad de que la rotura profundice en el terreno de apoyo. Expondremos brevemente la forma de establecer un perfil isorresistente en el caso de la figura 16.

Se determina primeramente el perfil del talud exterior, como si la cimentación tuviera una resistencia igual o superior a la del terraplén. A continuación, se localiza en la línea de contacto el punto A, con una condición análoga a la expresada en la ecuación [10] de la figura 14, si bien ahora la cohesión y rozamiento ortotrópicos representan la resistencia de la cimentación. Hasta la línea AB es válido el perfil determinado anteriormente. A partir de tal línea, el resto del perfil queda fijado por la condición de que las tensiones en la base de la presa correspondan a las de rotura de la cimentación. La presencia de líneas de discontinuidad dentro de la

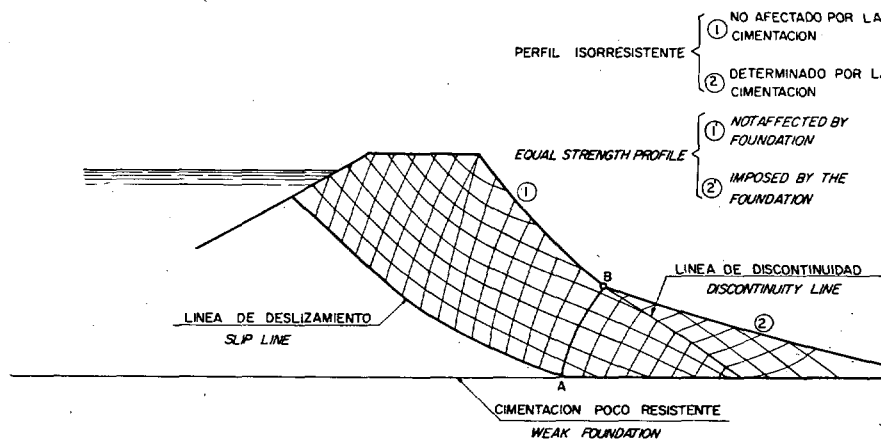


Fig. 16. — Perfil isorresistente de una presa sobre una cimentación poco resistente.  
(Equal strength profile of a dam on weak foundation).

zona final en estado plástico, complica algo la fijación del perfil isorresistente deseado.

## 6. NOTAS FINALES

Con referencia al nuevo método surgen inmediatamente tres preguntas. En primer lugar, suponiendo que las características del terreno y la fuerza de masas actuando en él, fuesen verdaderas, ¿representan el coeficiente de seguridad proyectado, la estabilidad real de la obra? o, dicho de otra manera, ¿si a partir de los datos iniciales del terreno se disminuye progresivamente la resistencia, se alcanzará la plastificación total del talud cuando la cohesión y el rozamiento estén en una relación con las reales del terreno, igual a la del coeficiente de seguridad prefijado?

Parece evidente que sí, en la hipótesis de que el problema sea verdaderamente bidimensional, puesto que se cumplen las ecuaciones de la estática y de la plasticidad. Únicamente si en los estados elásticos previos existiesen algunos puntos o alguna zona en la que se ha alcanzado el equilibrio límite, y por donde se inicien roturas progresivas cuya dirección y morfología sean muy diferentes y no revocables a las que después tendrían lugar si se llegase a la plastificación total, el coeficiente de seguridad sería inferior al proyectado. Se ha de advertir que esta objeción puede ser también hecha a todos los métodos convencionales. Este es un tema que queda abierto para futuras investigaciones. No obstante, si este argumento no se llega a comprobar, creemos que el valor prefijado al talud isorresistente representa, con bastante aproximación, la estabilidad de la obra. El siguiente paso será la extensión del método al campo tridimensional, lo cual tampoco asusta a los computadores electrónicos modernos.

La segunda pregunta que puede plantearse es la de si el nuevo método puede conducir a perfiles más estrictos

que los actuales, con el consiguiente ahorro de material. Esta posibilidad nos parece poco probable, por lo menos en un futuro inmediato. Evidentemente, aunque dispongamos de un método de cálculo más exacto, no se puede desprestigiar el coeficiente de seguridad cualitativo que se revela en las obras proyectadas y construidas por los métodos normales. Es evidente que si se utiliza el procedimiento que proponemos, será preciso adoptar coeficientes de seguridad superiores a los admitidos hasta ahora en obras de tierra. Más adelante, si los resultados experimentales confirman la teoría, podrán reducirse los taludes de la obra. En principio, coeficiente de seguridad del orden de 1,8 ó 1,9 parecen razonables, a la vista de la comparación que hemos presentado en el caso de taludes homogéneos, y algo menor para presa de escollera.

Tercera pregunta. ¿Se puede construir el perfil isorresistente tal como resulta del cálculo? A excepción de la zona de la coronación, que resulta demasiado escarpada y que conviene siempre proyectar más tendida, evidentemente el perfil es construible, aunque quizá no sea estético. En el ejemplo indicado, la ligera panza que se obtiene hacia la mitad del talud tiene la apariencia externa de un corrimiento o de asientos en coronación. Es fácil, no obstante, el corregir el perfil y transformarlo en otro que sea agradable a la vista y cuya estabilidad sea semejante a la mínima que se desea. Es de advertir, sin embargo, que si el paramento que se busca está alejado de zonas de subpresión, los perfiles serán mucho más regulares y construibles en su totalidad.

Debo expresar, finalmente, mi reconocimiento al profesor J. A. Jiménez Salas y D. Alcibiades Serrano, cuyos comentarios y sugerencias han sido decisivas en la resolución de las dificultades encontradas en los métodos expuestos, y a D. Jesús Martínez, del Gabinete de Cálculo del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, por su colaboración para poner a punto la programación.