

## 2. CIMENTACIONES Y EXCAVACIONES EN PRESAS

La importancia cuantitativa y cualitativa de las excavaciones es más notable en las presas de concreto que en las de materiales sueltos, porque exigen mayor calidad y resistencia en los cimientos. Por ello se les concede prioridad y mayor extensión a las primeras tratando después las particularidades de las segundas.

### 2.1 EXCAVACIONES EN PRESAS DE CONCRETO

Es sabido que en un macizo ideal, homogéneo e isótropo con superficie horizontal, el estado tensional es hidrostático, esto es, que la tensiones alrededor de un punto son iguales a  $z\gamma$  donde  $z$  es la profundidad, y  $\gamma$  es el peso específico. Pero ese estado ideal se da muy raramente y sólo, en general, a grandes profundidades en las que los procesos actuantes han llegado muy amortiguados o han sido superados por el predominio del peso de la masa superior. Lo normal es que los terrenos sean sedimentarios, horizontales o plegados, o de origen volcánico: los primeros con fuerte anisotropía en una orientación, los segundos aún más acosada y variable en dirección, y los últimos con tensiones residuales internas de origen térmico. La anisotropía y la heterogeneidad son frecuentes, sobre todo en la zona superior, que es la que interesa para cimentar la presa.

A las tensiones originales se une el efecto producido por la erosión y meteorización, que da lugar a una forma cerrada distinta a la original, con la consecuencia de que en la nueva superficie la tensión normal será nula, introduciendo una nueva distorsión en el plano tensional anterior, en el que una tensión tendría un cierto valor. El reajuste superficial se transmite hasta una cierta profundidad, siendo máxima la disparidad entre tensiones normales y paralelas en la zona más próxima a la superficie, y por tanto los esfuerzos cortantes, son proporcionales al semidiferencia de las tensiones principales.

En los puntos en que estos esfuerzos son superiores a la resistencia tangencial de la roca, ésta se agrieta. En otras en que se aproximen, sin llegar al límite, no se producirá la fisuración, pero los efectos de la excavación, los explosivos, y luego los transmitidos por la presa pueden provocarla. La meteorización actuará en las zonas fisuradas y puede aumentar el efecto.

El proceso de tensión da lugar a las siguientes generalidades (sin que existen líneas de separación definidas):

- A) Zona fuertemente descomprimida (superficial)  
Fuerte desigualdad de tensiones principales y elevado valor de los esfuerzos cortantes. Si éstos superan la resistencia de la roca, ésta se agrietará en dos o tres direcciones. La meteorización, se facilita por la penetración del aire y agua por las fisuras, agravando el proceso y la debilidad de la roca.
- B) Zona de descompresión inicial (intermedia)  
Las tensiones principales se aproximan más, pero los esfuerzos cortantes se acercan (por debajo) al límite resistente. La roca no está fisurada, pero cualquier cambio en su estado tensional producido por las cargas transmitidas por la presa o por efecto de la propia excavación o los explosivos, pueden provocar el agrietamiento.
- C) Zona inalterada o poco alterada (profunda)

Las dos tensiones principales no son muy diferentes y los esfuerzos cortantes son moderados y lejanos a la ruptura, la roca está entera. La zona exterior, fuertemente descomprimida y fisurada, se aprecia a simple vista no sólo por las grietas, sino en general por su color, que suele ser distinto del de la roca subyacente, debido a la meteorización y a la suciedad que deja el agua en las fisuras. Sigue a ella otra zona con microfisuras que pueden no ser visibles e incluso a veces no detectables con prospección microsismica, pero que suponen una ruptura inicial de la roca. El conjunto de ambas zonas puede tener de 3 a 10 m de espesor y, en general más de 5 m, esto sólo como orden de magnitud, pues varía mucho de unos casos a otros, y en algunos puede ser más reducido.

En las laderas con talud próximo al vertical se pueden producir grietas por tracción. El proceso produce un asiento y, al estar libre de coacción exterior contra la deformación lateral, la roca tiende a esponjarse hacia el valle (efecto Poisson) y, en consecuencia, el estado tensional no sólo presenta compresiones variables alrededor de algunos puntos sino incluso fracciones.

### **2.1.1 Profundidad de la excavación**

Una presa de concreto, no debe cimentarse en la zona descomprimida. Sólo en presas de pocos metros de altura será admisible la cimentación en la zona fisurada (incluso macrofisurada). Por otra parte, puede ser económicamente inaceptable suprimir esa zona para sustituirla por concreto, duplicando o triplicando la altura de la presa, si no es necesario para la seguridad; un tratamiento de la roca puede ser suficiente.

Aunque no haya una regla de aplicación general, puede considerarse razonable que la profundidad de la excavación guarde relación con la altura de la presa en cada zona: las cargas sobre el terreno son proporcionales a la altura del bloque, y el volumen de éste al cuadrado.

### **2.1.2 Tipo y fases de excavación**

Las excavaciones pueden tener peculiaridades por las condiciones de espacio o por exigencias del tratamiento de la roca, así:

- Excavación en zanja o pozo, que limita el espacio de operación, puede ser en tierra o roca.
- Excavación dental, o local, para zonas con falla o zonas débiles, que suelen requerir operaciones y herramientas manuales.
- Excavación final. A veces los últimos metros exigen cuidado especial y voladuras controladas, con menores diámetros de perforación y cuadrícula reducida, normalmente con espacio entre barrenos menor que el espesor de roca a arrancar.
- Estabilización de taludes, que requieren a veces anclaje, o gunitado, con o sin malla, para contener y proteger la roca durante el lapso de tiempo hasta el hormigonado.

- Superficies obtenidas con técnicas especiales. A veces se exige una definición geométrica más perfecta de la superficie después de la excavación lo que requiere técnicas de precorte, recorte o refino.
- Fase particular de la anterior con tratamiento especial de la superficie antes de cimentar. En ocasiones, la roca tiende a descomprimirse rápidamente y se aconseja que los últimos centímetros se excaven solo horas antes de hormigonar, únicamente con martillos, sin explosivos, y a veces con anclaje previo antes de hormigonar (en particular en zonas estratificadas).
- Sin llegar a estos cuidados especiales, antes de hormigonar hay que remover con barras o cuñas, y eventualmente con martillos, el material suelto que, en general hay que cargar a mano. Y al final hacer una limpieza y lavado con agua a presión para dejar la roca limpia.

Aparte de estas fases de ejecución normal, en algunas obras importantes se han realizado las excavaciones en dos fases separadas por un lapso de tiempo. El objetivo es conocer mejor el estado real de la roca de cimentación, pues los sondeos, y prospecciones pueden dar una información insuficiente o imprecisa; lo más completo es realizar una excavación previa hasta descubrir la roca de calidad suficiente para cimentar.

En todo caso, es importante la planificación de las excavaciones, no sólo por su directa influencia en su plazo y costo sino sobre todo por su repercusión en el resto de la obra, que está condicionada a la terminación de aquellas. Normalmente el plazo total para las excavaciones oscila entre los nueve y los dieciocho meses, y su costo entre el 2 y el 10% del total de la presa.

### **2.1.3 Técnica de las voladuras**

La excavación de la roca consistente (que puede estar o no fisurada) suele tener dos fases globales:

En la primera etapa se trata de arrancar un gran volumen con el menor costo posible, sin afinar formas, en la segunda hay que llegar a la forma de la excavación particularmente en su fondo, y se hará con más cuidado para no dañar la roca así como no obtener sobreexcavaciones que luego hay que rellenar con concreto.

La primera etapa se realiza por medio de barrenos verticales que limitan las superficies laterales y llegan hasta una cierta distancia por encima del fondo, cuyo remate es objeto de la segunda fase. Los barrenos se ordenan en filas parciales, con salida hacia la plataforma de carga, y se disparan con microdetonadores sucesivos, según progresa su distancia al frente. Normalmente se disparan dos o tres filas por voladura.

El espesor de fondo que se deja para la segunda fase suele ser de 1.50 a 4 m. Esta zona se perfora con barrenos paralelos a la superficie definitiva del fondo, con el complemento de pequeños barrenos verticales para ayudar en la fragmentación.

El precorte deja bien definida la superficie lateral de la excavación, lo que es útil para no utilizar mas concreto del necesario; además evita que la excavación de un bloque pueda extenderse indebidamente al adyacente y afectar a su cimentación. Esta, tiene el inconveniente de provocar

niveles altos de vibración, lo que puede limitar su empleo en algunos casos, y a veces puede afectar a la roca interior.

El recorte es similar, con la diferencia de que la voladura, también instantánea, de un grupo de barrenos se dispara después de la principal. La superficie tiene peor definición, pero la roca queda poco alterada.

En ambas técnicas los diámetros son de 2½" a lo sumo, y las alturas de barrenos menores de 12 ó 15 m.

La excavación, en sí misma, significa una descompresión adicional del terreno, por el peso de la masa extraída, a la que se añade el traumatismo producido por el explosivo que, si no se controla debidamente, puede afectar a la roca más que la descompresión.

En casos muy extremos, con roca muy rota lo aconsejable será hacer una presa de materiales graduados, que evidentemente permiten ese cimiento, más consistente que la propia presa. Incluso con roca buena, hoy día suele ser más económica una presa de materiales graduados.

La necesidad de llegar a roca entera viene determinada por las cargas que una presa trasmite al terreno. Luego si éste es defectuoso, será preciso que las cargas que inciden sobre él tengan el límite que impone su menor resistencia. Esto se puede conseguir con:

- Zócalos o ensanches en la base de la presa, que repartan las cargas en una mayor superficie o incluso con mayor uniformidad.
- Cambiando la forma o dimensiones de la presa para que las cargas sean menores o mejor repartidas. Por ejemplo, aumentando los taludes en una presa de gravedad, o modificando las curvaturas y espesores en una bóveda.

En cualquier caso, será preciso profundizar la cimentación más de lo normal, para lograr un cierto anclaje en el terreno. Una cimentación profunda, aun en terreno fracturado, tiene la ventaja de poder contar con cierta resistencia pasiva de la cuña de roca aguas abajo.

La superficie de unión entre la presa y roca debe ser sensiblemente plana o compuesta de varios planos con ángulos suaves. Pero conviene que sea rugosa consiguiéndose una mejor resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de contacto.

## **2.2 EXCAVACIONES EN PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS**

Como estas presas son heterogéneas en la mayor parte de los casos, las condiciones para la excavación varían si se trata del núcleo, de una pantalla o de los taludes, con menor exigencia para los últimos.

Las presas de materiales graduados, por su propio material constitutivo, no requieren un material de gran resistencia para su asiento, que con frecuencia no es roca. Las obras complementarias en el cimiento son más bien las relativas a la impermeabilización hasta la roca profunda o sólo hasta una capa impermeable.

Cuando la roca o la capa impermeable es relativamente poco profunda, el núcleo se puede llevar hasta ella en trincheras con taludes o con paredes verticales. El comportamiento en la roca o capa impermeable dará lugar a una excavación en el grado necesario para lograr la impermeabilización y consolidación exigibles; al no haber juntas transversales y construirse la presa por juntas horizontales continuas de ladera a ladera, la inclinación del apoyo sobre el terreno tiene poca influencia (salvo en casos extremos), y se deja con su inclinación natural.

En cuanto a la cimentación de las pantallas, los plintos de las de concreto armado requieren condiciones similares a las presas de concreto, aunque con menor exigencia en la calidad de la roca, con tal de que sea consistente (tratada con inyecciones si es necesario); y dan una fácil geometría, con largas alineaciones rectas para acoplarse a las laderas.

Los taludes, en cambio, no necesitan profundización en el terreno, pues no hay por qué exigir a este unas cualidades de impermeabilidad o indeformabilidad que no tienen los propios taludes. Para éstos la excavación se limita a una limpieza o desborde para quitar la vegetación y la tierra con materia orgánica o meteorizable que por su descomposición pudiera dar lugar a asentamientos.

En los casos de pendientes fuertes o cambios bruscos del perfil puede ser conveniente suavizarlos para el apoyo del núcleo con una trinchera para conseguir mayor uniformidad o menor pendiente, pero también un buen filtro reforzado es la mejor solución para garantizar la integridad del núcleo y su contacto con el terreno.

En las zonas de apoyo de los taludes no importan las discontinuidades ni las fuertes pendientes, pues los asentamientos diferenciales no se traducen en la permeabilidad, podrían tener repercusión negativa, pero el filtro impide la tubificación, y más si esta reforzado.

En todas estas excavaciones importantes próximas a la presa, aunque no constituyan parte específica de ella, hay que tener en cuenta el efecto de la descompresión del terreno y su posible influencia en las cimentaciones de aquélla. Por esto deben situarse a distancias prudentes, dejando un macizo intermedio de 3 diámetros como mínimo, en principio.

Los pozos de gran diámetro suelen apoyarse en un pozo piloto de unos 2 m de diámetro, que se excava, hasta la sección total, utilizando el pozo piloto para evacuar el escombros por gravedad, que se recoge en una galería inferior y se transporta.

### **2.2.1 Control mediante instrumentación**

A continuación se da un ejemplo de instrumentación para control de cimentación:

La observación de control se puede llevar a cabo con cuatro tipos de mediciones:

1. Piezómetros en perforaciones sobre los ejes principales del área excavada con espaciamiento mayores a medida que las distancias a la excavación eran más grandes.
2. Una malla de puntos de nivelación que se extiendan a cierta distancia más allá de la excavación en los cuatro lados.
3. Líneas de puntos sobre los cuatro lados de la excavación para medir movimientos horizontales por colisión. Estas líneas se extienden más allá de la excavación.

4. A las líneas de colimación se conectan otras líneas secundarias para la medición de puntos en el interior de la excavación. Mediciones de verticalidad con hilos de plomada sobre líneas secundarias permiten detectar los movimientos horizontales de las paredes interiores y de las pilas. La nivelación de las cabezas de las pilas permite también el control vertical de las orillas de la excavación.

## **2.3 CIMENTACIONES EN PRESAS**

Los requisitos generales de las cimentaciones en suelos son igualmente aplicables a cimentaciones en roca. Las cimentaciones en ningún caso deberán desplantarse sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada.

La profundidad mínima de desplante en roca debe ser de 0.5 m bajo la superficie del terreno, excepto cuando lo anterior implique el uso de explosivos u otros métodos que puedan empeorar las condiciones de la roca superficial.

En general, se requieren la planta y los perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal y vertical de las formaciones y la calidad de las mismas. En particular, es necesario conocer el espesor del material de acarreo y de la zona intemperizada de mala calidad, así como la posición del nivel freático.

El conocimiento del valor de la permeabilidad de la roca bajo el nivel de desplante, obtenido de pruebas de campo, permite detectar zonas de mala calidad y definir la conveniencia de tratamiento con base en inyecciones. Cuando el macizo ha sido inyectado con anterioridad debe tomarse nota de la magnitud de los consumos de lechada, a fin de lograr una mejor idea de su porosidad y agrietamiento.

Deben estudiarse la distribución y el volumen de las corrientes de agua superficiales y la alterabilidad química y mecánica de las formaciones bajo la cimentación para localizar adecuadamente los sitios de desplante y diseñar las obras necesarias de drenaje superficial y subterráneo.

### **2.3.1. Levantamiento geológico**

Las fracturas, estratos, planos de foliación, zonas de deslizamiento antiguos y fallas geológicas en el sitio de una presa demandan especial atención. Su levantamiento y la determinación de sus características se logran a partir de pozos y trincheras a cielo abierto, prospección sísmica y eléctrica, y recuperación de núcleos. En obras importantes se realizan, además, barrenos orientados e integrales, fotografías del interior de los sondeos, lumbreras y socavones.

Para el análisis detallado de estabilidad se requiere la posición y orientación precisa de las superficies potenciales de deslizamiento, presentada en planta y cortes y en gráficas estadísticas.

En las cimentaciones de las presas se ejercen tres tipos de esfuerzos importantes: de compresión, de corte y los debidos a la presencia del flujo de agua.

La presa y los macizos rocosos sobre los que se apoya deben analizarse integralmente.

La pérdida de agua a través de la roca puede ser o no un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

La seguridad contra el deslizamiento es más crítica en ciertos tipos de presas. En presas de tierra y enrocamiento los esfuerzos cortantes inducidos en la cimentación son muy bajos. En las presas de gravedad es condición de diseño evitar el deslizamiento por la base y en las presas de arco el deslizamiento por los estribos y la base.

### **2.3.2 Selección del tipo de cimentación**

#### **a) Zapatas**

Una zapata es la ampliación que se realiza en el apoyo de una columna o de un muro a fin de reducir la presión de contacto con el terreno y no sobrepasar la presión máxima permisible la cual se explicará en el subcapítulo 2.4. Bajo muros se construyen generalmente zapatas largas, rectangulares denominadas zapatas continuas. Bajo columnas se construyen ya sea zapatas aisladas, que pueden ser cuadradas o rectangulares, o zapatas continuas uniendo estructuralmente grupos de columnas.

Las zapatas pueden considerarse estructuralmente como trabes anchas sobre las que actúan la presión del terreno y las cargas del edificio a través de columnas y muros.

Las zapatas aisladas son apropiadas en terrenos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser incluidos en el diseño de la obra civil sin incrementar el costo de la estructura.

Las zapatas continuas son recomendables cuando los asentamientos diferenciales en zapatas aisladas son inaceptables, ya que aportan una continuidad estructural entre columnas que reduce este tipo de asentamientos. Son adecuadas, también, cuando las zapatas aisladas quedan muy cercanas. Además, con frecuencia, la excavación de zanjas continuas resulta más económica que la de pozos aislados.

Cuando las cargas son tan grandes que las zapatas continuas, en la etapa de diseño, ocupan casi el 50% del área destinada a la cimentación, resulta generalmente más económico el empleo de una losa continua que cubra todo el espacio. En roca, el uso de la losa de cimentación es excepcional, salvo en estructuras especiales con requisitos de deformación muy estrictos, como los turbogeneradores.

Cuando el terreno cercano a la superficie es muy compresible o poco resistente, o cuando las cargas son muy altas, resulta conveniente cimentar sobre pilas o pilotes para transmitir las cargas hasta un horizonte más resistente y menos deformable.

Los parámetros de la roca que mayor influencia tienen en el diseño de una cimentación en roca son la resistencia al corte, del cual se hablará en el subcapítulo 2.9 y la resistencia a la compresión simple o no confinada. Las tablas 2.1a y 2.1b muestran valores de resistencia de diferentes tipos de roca medidos en el laboratorio y en campo.

Descripción de la discontinuidad	$\frac{\tau}{\sigma_n}$	$\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$
	Durante la falla	
Caliza: superficie de estratificación ligeramente áspera (Goodman, 1970)	6.8/1.57	77°
	6.55/2.09	73°
	16.8/6.0	71°
Caliza: superficie de estratificación áspera (Goodman, 1970)	6.8/3.05	66°
	20.7/6.8	72°
Lutita: paquetes de capas delgadas intercalado en estratos de caliza (Goodman, 1970)	0.60/0.21	71°
	0.57/0.21	70°
Cuarcita, gneiss y anfibolita: (Paulding, 1970):		
-juntas bajo tales naturales	-	30°
-juntas bajo taludes excavados	-	75°
Granito: fracturas de tensión, ásperas y onduladas (Rengers, 1971)	4.5/1.5	72°
	9.2/3.5	69°

Donde:  $\tau$  esfuerzo tangencial,  $\sigma_n$  esfuerzo normal

**Tabla 2.1.a** Valores máximos de resistencia al corte de superficies naturales de roca con esfuerzos normales bajos (CFE, 1981).

Roca	Humedad	Esfuerzo normal $\sigma_n$ ( $kg_f / cm^2$ )	Ángulo de fricción básico y residual $\phi_u = \phi_r$
Anfibolita	Seca	1-42 (Wallace, 1970)	32
Basalto	Seco	1-85 (Coulson, 1971)	35-38
	Húmedo	1-79 (Coulson, 1971)	31-36
Conglomerado	Seco	3-34 (Krsmanovic, 1967)	35
Yeso	Húmedo	0-4 (Hutchinson, 1972)	30
Dolomita	Seca	1-72 (Coulson, 1971)	31-37
	Húmeda	1-72 (Coulson, 1971)	27-35
Gneiss (esquistoso)	Seco	1-81 (Coulson, 1971)	26-29
	Húmedo	1-79 (Coulson, 1971)	23-26
Granito (grano fino)	Seco	1-75 (Coulson, 1971)	31-35
	Húmedo	1-74 (Coulson, 1971)	29-31
Granito (grano grueso)	Seco	1-73 (Coulson, 1971)	31-35
	Húmedo	1-75 (Coulson, 1971)	31-33
Caliza	Seca	0-5 (Coulson, 1971)	33-39
	Húmeda	0-5 (Coulson, 1971)	33-36
	Seca	1-71 (Coulson, 1971)	37-40
	Húmeda	1-71 (Coulson, 1971)	35-38
	Seca	1-83 (Coulson, 1971)	37-39
	Húmeda	1-83 (Coulson, 1971)	35

**Tabla 2.1.b** Ángulos de fricción básico y residual de juntas limpias (CFE, 1981).



Porfirita	Seca	0-10	(Barton, 1971)	31
	Seca	41-133	(Barton, 1971)	31
Arenisca	Seca	0-5	(Patton, 1966)	26-35
	Húmeda	0-5	(Patton, 1966)	25-33
	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	29
	Seca	3-30	(Krsmanovic, 1967)	31-33
	Seca	1-70	(Coulson, 1971)	32-34
	Húmeda	1-73	(Coulson, 1971)	31-34
Lutita	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	27
Limolita	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	31
	Seca	1-75	(Coulson, 1971)	31-33
	Húmeda	1-72	(Coulson, 1971)	21-31
Pizarra	Seca	0-11	(Barton, 1971)	25-30

**Tabla 2.1.b)** Continuación. Ángulos de fricción básico y residual de juntas limpias (CFE, 1981).

### b) Losas

En este tipo de cimentación se emplea todo el espacio de terreno disponible, para transmitir las cargas, de tal manera, que la presión es mínima. Como consecuencia, el riesgo de falla local disminuye. También disminuyen los asentamientos debidos a la existencia de materiales deformables superficiales. Sin embargo, si los estratos deformables son profundos, los asentamientos estimados no varían y pueden ser ligeramente mayores debido al mayor peso de la losa de cimentación y a la mayor área de influencia.

### c) Pilotes y pilas

La diferencia entre pilotes y pilas es un tanto arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales de sección transversal pequeña en comparación con su longitud y son hincados, comúnmente, por medio de un martillo o un vibrador. Se hincan a menudo en grupos aislados bajo columnas y alineados bajo muros. Por otra parte, las pilas son, en general, de sección transversal mayor, cada una capaz de transferir la carga completa de una columna y son generalmente coladas in situ en una perforación previa.

Los pilotes son de varios tamaños, tipos y materiales. Los materiales más usados en la construcción de pilotes son: la madera, el concreto y el acero.

Existen dos procedimientos en la construcción de pilas.

En uno se excava un pozo hasta el nivel de desplante y se construye la pila en el interior. En este procedimiento es necesario prevenir la falla de la excavación mediante ademe o tablaestaca y puntales. En algunas ocasiones el pozo se estabiliza mediante una lechada pesada.

Un segundo procedimiento y construcción consiste en el uso de cajones herméticos que van introduciendo en el terreno hasta el nivel de desplante. Estos cajones forman posteriormente el acabado exterior de la pila. Para facilitar el hincado, la parte inferior de la caja está provista de una orilla afilada. El material que queda en el interior de la caja se va dragando o excavando mecánica o manualmente. La parte inferior de la pila puede ser sellada y llenada con aire a presión, de tal manera que el interior sea accesible aún en presencia de agua.

## 2.4 PRESIONES ADMISIBLES

Para una estimación preliminar de la capacidad de carga y cuando no se justifica una exploración muy elaborada, pueden emplearse los valores de presiones admisibles de la tabla 2.2.

Solamente deben usarse en anteproyectos o en construcciones de poca importancia o provisionales en rocas con características sensiblemente homogéneas.

Para condiciones especiales los valores de las presiones admisibles deberán modificarse con las siguientes especificaciones:

1. La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y de peso propio más cargas laterales permanentes, no deberán rebasar los valores de la tabla 2.2.

Tipo de roca	consistencia	Presiones admisibles <i>kg / cm<sup>2</sup></i>	
		intervalo normal	Valor Promedio recomendado
Rocas ígneas y metamórficas cristalinas: granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado cementado sano (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana y compacta	60 a 100	80
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquitos (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana, medianamente compacta	30 a 40	35
Rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación	Roca sana, medianamente compacta	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo y lutitas compactas	Roca blanda	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda	2 a 6	4

**Tabla 2.2** Valores normales de presiones admisibles para zapatas (CFE, 1981).

2. Puede permitirse un exceso de un tercio sobre las presiones admisibles de la tabla 2.2 para cargas vivas transitorias de viento o sismo.
3. Las zapatas en roca blanda o suelo deben desplantarse a una profundidad mínima de 50 *cm* bajo la superficie del piso cercano, cualquiera que sea la de menor elevación de las dos.
4. Incrementar las presiones nominales de la tabla 2.2 en un 5%, por cada metro de profundidad bajo la elevación de la especialización anterior, en pilas desplantadas en roca blanda.

5. Emplear los valores de presiones de la tabla 2.2 correspondientes a las rocas sanas compactas y medianamente compactas cuando se desplanta en la superficie del terreno. Cuando se desplanta bajo la superficie del terreno deberá agregar a los valores nominales un 30% por cada metro de profundidad adicional.
6. En zapatas que tengan cuando menos una dimensión lateral menor de 1 m, los valores de la tabla 2.2 se aplicarán reducidos por un factor igual al ancho menor de las zapatas en metros.

La presión admisible puede ser determinada con base en la compresibilidad de la roca bajo el nivel de desplante. Por otro lado, la compresibilidad de la roca depende en gran parte del número de juntas y zonas alteradas que se reflejan en el índice de calidad de la roca (RQD). Por lo tanto, uno de los criterios para la determinación de la capacidad de carga es que emplea valores de RQD. En la tabla 2.3 se presenta una correlación entre RQD y presiones admisibles. Las cimentaciones basadas en estos valores no deberán experimentar asentamientos mayores de 1 cm. Debe tenerse presente que este método sólo permite una estimación preliminar.

RQD %	Presión admisible <i>kg / cm<sup>2</sup></i>
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

**Tabla 2.3** Correlación entre presiones admisibles y RQD en macizos rocosos (CFE, 1981).

En las pilas desplantadas sobre rocas intemperizadas o muy fracturadas y sobre rocas blandas en general, puede determinarse la presión admisible mediante ensayos in situ con el presiómetro de Mánard. Cuando estos ensayos se realizan adecuadamente se obtiene un índice de resistencia de la masa rocosa denominado presión límite  $p_\ell$ . A partir de este índice la presión admisible puede calcularse por medio de:

$$q_a = \frac{1}{3}(q_0 + K_b(p_\ell - q_0)) \quad 2.1$$

Donde:

- $q_a$  Presión admisible en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $q_0$  Esfuerzo interno horizontal de la roca en el nivel de desplante anterior a la aplicación de las cargas en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $p_\ell$  Presión límite obtenida de los ensayos presiométricos realizados en una zona que se extiende dos diámetros arriba y abajo del nivel de desplante en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $K_b$  Coeficiente empírico de capacidad de carga, cuyos valores se indican en la tabla:

$\frac{H}{D}$	0	1	2	3	5	7
$K_b$	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9	5.2

$H$  Profundidad de desplante,  $D$  diámetro de la pila

**Tabla 2.4** Coeficiente de capacidad de carga  $K_b$  (CFE, 1981).

## 2.5 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Los ensayos de laboratorio de mayor utilidad en el estudio de la estabilidad de presa son los que permiten la clasificación de las arcillas y materiales milonizados que rellenan las discontinuidades y los ensayos de corte directo.

Cuando el espesor del relleno de la junta es pequeño deben labrarse bloques de roca, que contengan la junta que se desea ensayar, siguiendo los procedimientos descritos, el espécimen de roca, debe consolidarse bajo el esfuerzo normal de diseño hasta que el desplazamiento normal sea menor de 0.05 mm en 10 minutos. Posteriormente, se aplica la carga tangencial que produce un desplazamiento de corte menor de 0.1 mm/min durante los 10 minutos anteriores a la primera lectura de esfuerzos y desplazamientos. Después, se puede incrementar la velocidad de desplazamiento, sin rebasar 0.05 mm/min entre series de lecturas. Deben tomarse aproximadamente 10 series de lecturas antes de alcanzar la resistencia máxima o de pico.

Cuando el espesor del relleno es grande deben labrarse las muestras del material de relleno para obtener los parámetros de resistencia al corte a partir de ensayos de laboratorio del tipo de los de mecánica de suelos. Para representar condiciones de estabilidad, inmediatamente después de la construcción de la presa, se realizan pruebas no consolidadas, no drenas. Las condiciones de estabilidad a largo plazo son representadas por pruebas consolidadas bajo el esfuerzo normal requerido y no drenadas durante la aplicación de esfuerzos cortantes. Estos ensayos pueden realizarse en muestras alteradas e inalteradas cuando sólo se requiere el ángulo de fricción residual.

El tipo de prueba que corresponde a la posibilidad de falla por sismo es la consolidada-no drenada mencionada anteriormente. La prueba consolidada-drenada corresponde a una falla lenta bajo fuerzas externas estáticas.

## 2.6 CAPACIDAD DE CARGA

### a) Roca homogénea sana

Este tipo de material es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto, el calculo de su capacidad de carga es, a menudo innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala,

es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de una masa rocosa y la de un espécimen en el laboratorio.

**b) Roca ígnea fisurada**

Se considera la roca que tiene una resistencia a la compresión no confinada igual o mayor a  $10 \text{ kg/cm}^2$  y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando la roca reúne estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad. Sin embargo, cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, puede aplicarse la siguiente expresión:

$$q = kR_c \tag{2.2}$$

Donde

- $q$  presión de contacto estructura-roca permisible en  $\text{kg/cm}^2$
- $R_c$  Resistencia a la compresión uniaxial, en  $\text{kg/cm}^2$
- $k$  Coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la de los especímenes ensayados en el laboratorio. Se obtiene de la tabla 2.5.

Espaciamiento de las discontinuidades	$k$
$> 3m$	0.40
$1-3m$	0.25
$0.3-1m$	0.10

**Tabla 2.5** Valores del coeficiente  $k$  (CFE, 1981).

Los valores de  $k$  permiten estimar la carga admisible por la masa rocosa, tomando en cuenta un factor de seguridad de tres contra la falla general de la cimentación cuando el espaciamiento de las juntas es mayor de  $0.30 \text{ m}$ , la abertura de sus discontinuidades es menor de  $0.5 \text{ cm}$  (o menor de  $2.5 \text{ cm}$  si está rellena de suelo o roca triturada) y el ancho de la cimentación es mayor de  $0.30 \text{ m}$ . Cuando estas condiciones no se satisfacen, el macizo se considera como roca muy fisurada y alterada.

En caso de calcular el valor de  $k$  se puede realizar con la ecuación:

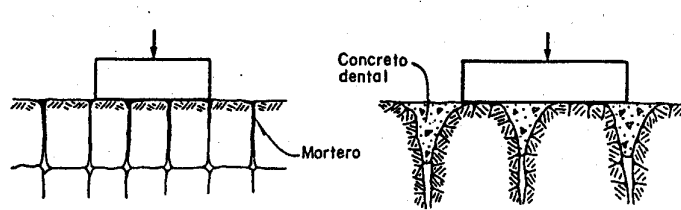
$$k = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \tag{2.3}$$

Donde

- $c$  Espaciamiento de las discontinuidades
- $\delta$  Espesor de las discontinuidades
- $B$  Ancho de la cimentación

**c) Roca con juntas verticales**

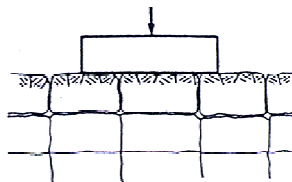
Las juntas verticales de dos a diez centímetros de abertura con o sin relleno de arcilla no afectan la capacidad de carga de la roca. En este caso la capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión no confinada de los bloques de roca separados por las juntas o al cuarenta por ciento del valor promedio de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. Las juntas deben limpiarse y rellenarse con mortero de cemento y arena hasta una profundidad de cuatro a cinco veces su abertura. Si la abertura es mayor, el relleno se efectúa con el llamado concreto dental (fig 2.1.).



**Figura 2.1** Rocas con juntas verticales (CFE, 1981).

**d) Roca con juntas horizontales**

Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales figura 2.2, se recomienda realizar sondeos de exploración para verificar su presencia. En ocasiones, la roca que sobreyace a las juntas más abiertas, que son las cercanas a la superficie, puede excavar económicamente para desplantar la cimentación a un nivel inferior. La posibilidad de existencia de este tipo de discontinuidades debe tomarse en cuenta empleando como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. La presencia de estas juntas horizontales rellenas de materiales compresibles y de espesor variable, podría provocar asentamientos diferenciales de la estructura.

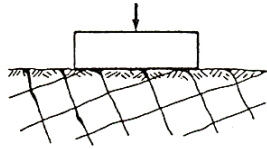


**Figura 2.2** Rocas con juntas horizontales (CFE, 1981).

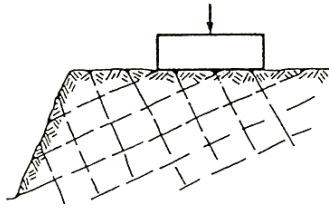
**e) Roca con dos o más familias de juntas**

Cuando la roca de la cimentación no ofrece una superficie perpendicular a las cargas aplicadas sino que su estabilidad está asociada a la falla por deslizamiento de un bloque Figuras 2.3 y 2.4, como sucede con frecuencia en las cimentaciones de presas, la estabilidad debe ser

analizada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el bloque como se analiza la estabilidad de los taludes en roca.



**Figura 2.3** Cimentación en roca en dos o mas familias de juntas (CFE, 1981).



**Figura 2.4** Cimentación sobre un bloque inestable (CFE, 1981).

#### **f) Roca con cavidades**

Cuando existen cavidades en la roca deben revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas. Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o columnas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme.

La exploración en roca con cavidades deberá incluir, por lo menos, un barreno en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura.

## **2.7 ASENTAMIENTOS**

En macizos rocosos con dos o más familias de juntas, los parámetros de mayor influencia sobre la distribución de esfuerzos son:

- La dirección de las familias de juntas
- La calidad, forma y arreglo de los bloques que integran el macizo
- La configuración y alteración de las superficies de los bloques
- La resistencia al corte de las juntas
- La deformabilidad y resistencia de los bloques
- La relación entre la deformación de la estructura apoyada y la roca de cimentación
- El número de bloques en contacto con la estructura

Cuando la estratificación es horizontal y la carga vertical, el diagrama de esfuerzos es un bulbo estrecho en la dirección de la carga. A medida que la inclinación es mayor una parte de los

esfuerzos se transmite en el sentido de la estratificación, dando lugar a una bifurcación del diagrama de esfuerzos.

Cuando los estratos son verticales, actúan como si fueran pilas y pilotes, transmitiendo las cargas a mayor profundidad, dando lugar, de nuevo, a un bulbo de presiones estrecho y profundo.

Existen dos hechos importantes: uno, es la concentración de esfuerzos que se generan en los bloques localizados al centro del área cargada que puede alcanzar un valor 2.5 a 4.0 veces el valor de la presión aplicada. Esta concentración es máxima cuando la carga tiene el sentido de los estratos. El segundo hecho importante es la existencia de una amplia zona de esfuerzos de tensión que se genera en el medio, debido a la separación y rotación de los bloques durante la deformación a pesar de que un sistema fisurado o fracturado no es, supuestamente capaz de recibir este tipo de esfuerzos.

Un procedimiento para la estimación de asentamiento de cimentaciones en roca es el que se basa en los ensayos con el presiómetro de Ménard. Este método tiene la limitación de no tomar en cuenta la deformación correspondiente a juntas y lentes horizontales deformables. El método de cálculo de asentamientos, empleando el presiómetro de Ménard descrito a continuación se aplica a masas rocosas homogéneas o estratificadas cuyo módulos no difieran entre sí más que por un factor de 10. A fin de definir la variabilidad de los módulos de elasticidad de la masa rocosa, incluyendo la influencia de juntas y otros tipos de discontinuidades es necesario efectuar un gran número de ensayos. El asentamiento bajo pilas circulares puede calcularse mediante:

$$S = \frac{q_d D}{9\alpha_m E_M} \quad 2.4$$

Donde:

- S      Asentamiento *cm*
- $q_d$     Presión de diseño *kg / cm<sup>2</sup>*
- D      Diámetro de la pila *cm*
- $E_M$     Módulo promedio obtenido por medio de ensayos presiométricos en una zona que se extiende hasta tres diámetros bajo el nivel de desplante de la pila *kg / cm<sup>2</sup>*
- $\alpha_m$     Coeficiente que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la masa rocosa (tabla 2.6)

Espaciamiento de las discontinuidades	>3 m	1 m – 3 m	0.3 m – 1 m	8 cm – 30 cm
$\alpha_m$	1	0.75	0.5	0.25

**Tabla 2.6** Valores del coeficiente  $\alpha_m$  (CFE, 1981).

El módulo  $E_M$  empleado en la ecuación es un promedio pesado de los diferentes módulos medidos.



**a) Roca homogénea**

El valor de los asentamientos en roca homogénea no tiene, en general, importancia práctica, pero puede calcularse empleando el módulo de elasticidad obtenido en pruebas de laboratorio y/o de campo y las soluciones de la teoría de la elasticidad utilizadas para el cálculo de los asentamientos inmediatos en suelos.

**b) Roca sana estratificada horizontalmente**

En este tipo de roca se emplea el método de Steinbrenner, para la estimación de los asentamientos. Para la aplicación de este método es necesario contar con el valor de los parámetros elásticos de cada estrato medidos en pruebas de laboratorio. Cuando existen intercalaciones de suelos el asentamiento total es en gran parte debido a la deformación de las intercalaciones.

**c) Roca alterada y/o fracturada**

En estos tipos de roca los asentamientos se calculan como si se tratara de un material homogéneo y continuo, pero empleando parámetros de deformabilidad obtenidos mediante ensayos de campo de gran escala.

Cuando la alteración es muy grande la estimación de los asentamientos puede efectuarse con base en el valor de la compresibilidad de la fracción más alterada, con una corrección eventual para tomar en cuenta la proporción de fragmentos de roca sana.

## **2.8 TRATAMIENTO DE LA ROCA**

En las cimentaciones en roca las formas de tratamiento más utilizadas son las inyecciones de consolidación e impermeabilización bajo el nivel de desplante y el anclaje y drenaje de taludes naturales afectados por la cimentación o de paredes de excavación necesarias para alcanzar el nivel de desplante.

La primera operación para desplantar una cimentación en roca es la remoción de la vegetación, raíces, troncos y de la capa de suelo vegetal. Posteriormente se excavan las zonas de roca de mala calidad (muy deformable y/o de resistencia baja) y se rellenan las oquedades resultantes con mortero o concreto. Cuando los bloques sueltos o potencialmente inestables no pueden removerse, deben asegurarse por medio de anclas.

Si la superficie después de las operaciones anteriores se presenta con salientes y partes profundas inconvenientes para el desplante de la cimentación, se regularizan por medio de precortes, voladuras controladas y relleno de concreto, hasta dejar una superficie uniforme.

En la etapa de construcción, la instrumentación permite controlar el comportamiento, principalmente cuando las condiciones del macizo no son suficientemente conocidas. Esta forma de control permite modificar el diseño a medida que se construye.

La instrumentación comprende desde la observación a simple vista hasta los más complicados instrumentos para la medición de desplazamientos, esfuerzos, presiones hidrostáticas, vibraciones, etc.

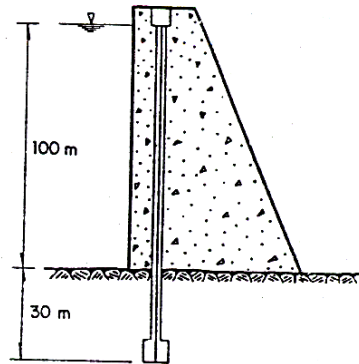
A continuación se describen algunos de los tipos de tratamiento de las juntas.

### 2.8.1 Inyecciones

Cuando la roca contiene juntas que al cerrarse por efecto de las cargas de la cimentación puede dar lugar a asentamientos inadmisibles, debe recurrirse a la inyección o al relleno de la misma para reducir los espacios vacíos.

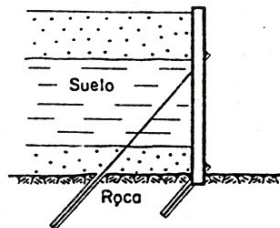
### 2.8.2 Anclaje

En la figura 2.5 a 2.10 se ilustran algunas formas de empleo del anclaje en cimentaciones en roca. En la figura 2.5 el anclaje permite reducir las dimensiones de diseño del área de apoyo y de la sección transversal de la cortina. El anclaje resiste los esfuerzos de tensión que se generan en el paramento aguas arriba de la presa al reducir el área de apoyo. El funcionamiento de este anclaje es tan importante en la estructura que debe efectuarse la medición de tensión en los cables y tomarse las medidas correctivas contra la erosión, relajación o falla del anclaje.



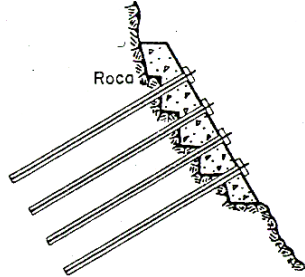
**Figura 2.5** Anclaje en la cimentación de una presa (CFE, 1981).

En la figura 2.6 se muestra el uso de anclaje para sostener un muro de retención. En este caso, por lo general, se requiere un complicado sistema de soportes y puntales que puede evitarse mediante el anclaje.



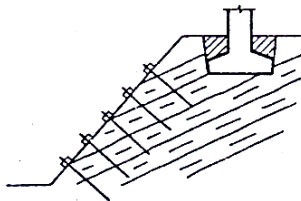
**Figura 2.6** Anclaje en muros de retención (CFE, 1981).

La figura 2.7 muestra otro de los usos del anclaje para evitar el desprendimiento de bloques de las paredes de las excavaciones para la cimentación de presas. Primero, se recubre la zona con concreto y después se realizan las perforaciones para alojar anclas pre-tensadas.

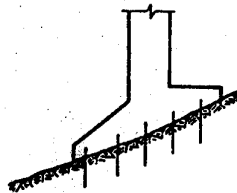


**Figura 2.7** Anclaje para evitar desprendimientos de bloques (CFE, 1981).

Las figuras 2.8 y 2.9 muestran gráficamente otras aplicaciones de anclaje en cimentaciones asociadas con taludes inestables.



**Figura 2.8** Cimentaciones en taludes con echados desfavorables (CFE, 1981).



**Figura 2.9** Anclaje para prevenir deslizamiento (CFE, 1981).

La figura 2.10 muestra la estabilización mediante anclaje y drenaje de la cimentación de una presa en roca.

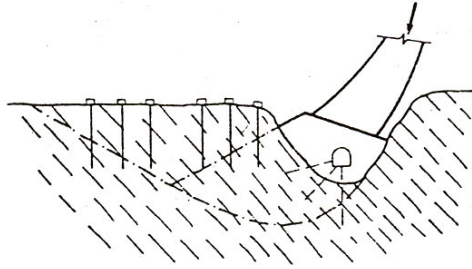


Figura 2.10 Estabilización utilizando anclaje y drenaje (CFE, 1981).

## 2.9 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

El valor de la resistencia al corte de juntas limpias con ondulaciones o irregularidades depende, además del ángulo de fricción de la superficie rocosa plana,  $\phi_u$  (ángulo de fricción básico), de la inclinación de las irregularidades a bajas cargas normales, y del corte cada vez mayor de las ondulaciones a medida que la carga normal es mayor. Este modo de falla múltiple da lugar a una envolvente de falla curva en el plano Mohr-Coulomb.

El ángulo básico  $\phi_u$ , puede suponerse en estimaciones preliminares de 30 a 35° en rocas duras y bien cementadas (arenisca, basaltos, granitos, gneiss, calizas, etc.); de 25° a 30° en rocas duras laminadas (margas, esquistas, pizarras, etc); y de 20° a 25° en rocas blandas laminadas (lutitas, cloritas, talcos, etc).

Cuando las juntas están rellenas, la determinación de la resistencia al corte puede efectuarse tanto en el laboratorio como en el campo. La resistencia al corte de juntas rellenas depende principalmente de las características del material de relleno. La gráfica esfuerzo-desplazamiento de estas pruebas, en materiales que rellenen fallas, presenta un incremento muy pequeño sobre el ángulo de fricción residual, aún en muestras inalteradas.

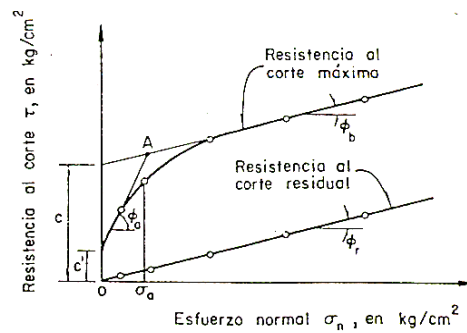


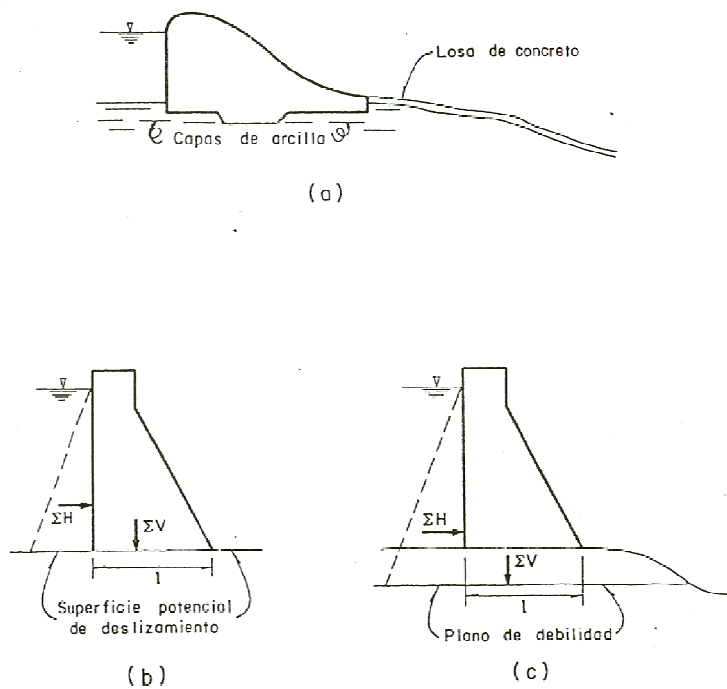
Figura 2.11 Gráfica resistencia al corte contra esfuerzo normal (CFE, 1981).

## 2.10 CIMENTACIONES SOBRE SUPERFICIES DE DEBILIDAD HORIZONTALES

### 2.10.1 Planos de debilidad aflorando aguas abajo

Cuando existe una superficie potencial de deslizamiento bajo el nivel de desplante de una presa, como se muestra en la figura 2.12 se calcula el factor de seguridad mediante la fórmula:

$$FS = \frac{\sum V \tan \phi + c\ell}{\sum H} \quad 2.5$$



**Figura 2.12** Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal (CFE, 1981).

- a) Capas de arcilla aflorando aguas abajo
- b) Deslizamiento en el contacto concreto-roca
- c) Deslizamiento en un plano de debilidad

Donde:

- $\phi$  Ángulo de fricción en la superficie potencial de deslizamiento
- $\ell$  Longitud de la superficie de deslizamiento
- $c$  Cohesión de la superficie potencial de deslizamiento
- $\sum H$  Sumatoria de fuerzas horizontales
- $\sum V$  Sumatoria de fuerzas verticales

Los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$  del plano potencial de falla se obtienen de la combinación racional de resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión  $c$  se considera nula y se toma el valor residual del ángulo de fricción  $\phi$ , si existen evidencias de deslizamiento anteriores.

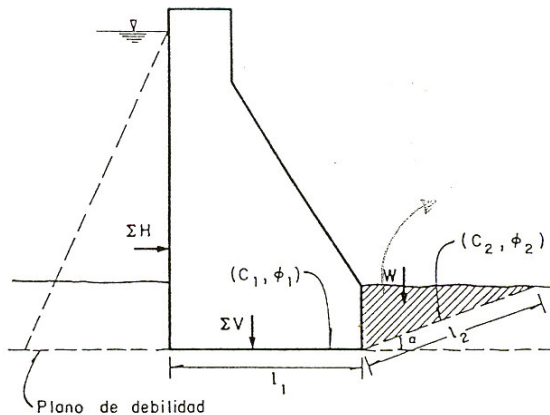
**2.10.2 Deslizamiento sobre un plano de debilidad y una superficie de falla en la roca de apoyo aguas abajo**

Cuando la superficie potencial de deslizamiento no aflora en la cercanía del paramento de aguas abajo de la presa, debe tomarse en cuenta la resistencia “pasiva” de una cuña como se muestra en la figura 2.12. En este caso se deberá analizar la estabilidad calculando el factor de seguridad por medio de la formula:

$$FS = \frac{(\sum V \tan \phi_1 + c_1 l_1) + \frac{c_2 l_2}{\cos \alpha (1 - \tan \phi_2 \tan \alpha)} + W \tan(\alpha + \phi_2)}{\sum H} \quad 2.5$$

Donde:

- $\phi_1$  y  $c_1$       Parámetro de resistencia al corte del plano de debilidad
- $\phi_2$  y  $c_2$       Parámetro de resistencia al corte de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el paramento de aguas abajo
- $\alpha$                 Echado de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el paramento de aguas abajo
- $l_1$  y  $l_2$         Longitudes del plano de debilidad y de la superficie potencial de falla bajo la cuña, respectivamente
- $\sum H$              Suma de fuerzas horizontales
- $\sum V$              Suma de fuerzas verticales
- $W$                 Peso de la cuña



**Figura 2.13** Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal y sobre una superficie de falla en el macizo de apoyo de aguas abajo (CFE, 1981).

El ángulo  $\alpha$  es igual a  $45^\circ - \phi_2/2$  debido a que es un empuje pasivo, sin embargo es usual suponer  $\alpha = 45^\circ$ . Los parámetros de resistencia al corte  $c_1, \phi_1, c_2, \phi_2$  se obtienen de la interpretación adecuada de los resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión  $c_1$  se considera nula y se emplea el valor residual del ángulo  $\phi_1$ , si existen evidencias de deslizamientos anteriores. El término  $c_2 l_2 / [\cos \alpha (1 - \tan \phi_2 \tan \alpha)]$  es nulo si existe en el macizo una familia de juntas paralelas a la superficie potencial de deslizamiento de la cuña.

Las resistencias de pico del plano de debilidad y de la superficie de desplazamiento de la cuña, no son sumables debido a que tienen relaciones esfuerzo-deformación diferentes.

### 2.10.3 Falla de la cimentación por flexión de los estratos situados aguas abajo de la presa

El análisis de estabilidad de una presa desplantada sobre un material estratificado y con intercalaciones o rellenos poco resistentes figura 2.13 puede realizarse utilizando la ecuación siguiente:

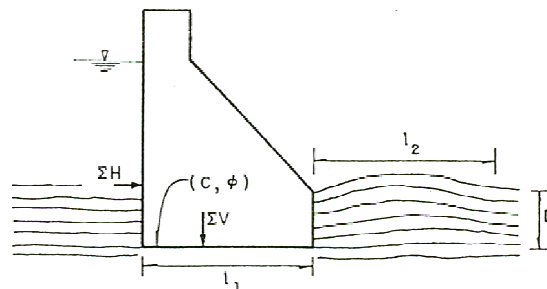
$$FS = \frac{\sum \tan \phi + c l_1 + (\text{Resistencia a la flexión})}{\sum H} \quad 2.6$$

Donde:

- $\phi$  y  $c$  parámetros de resistencia al corte de la superficie potencial de deslizamiento
- $l_1$  longitud de la cimentación
- $\sum H$  Sumatoria de fuerzas horizontales
- $\sum V$  Sumatoria de fuerzas verticales

La resistencia por flexión de los estratos es función directa del cuadrado del espesor del conjunto de estratos involucrado. Esta resistencia se debe a la combinación de la resistencia a la flexión más la resistencia al deslizamiento, a la compresión y a la orientación desfavorable de los estratos.

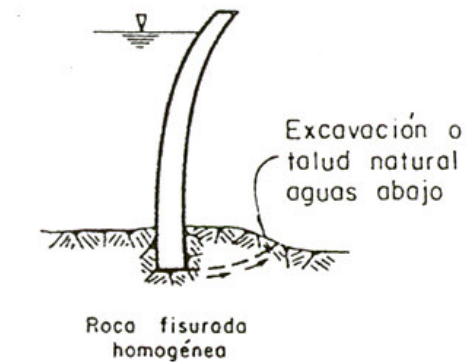
La resistencia a la flexión puede incrementarse por medio de anclas de tensión profundas que aumenten el espesor del macizo que actúa como soporte.



**Figura 2.13** Falla por deslizamiento y flexión de una presa desplantada en una formación de estratos delgados (CFE, 1981).

#### 2.10.4 Presencia de un talud aguas abajo de la presa

La presencia de un talud inmediatamente aguas abajo de la cimentación de la presa figura 2.14, aun cuando la roca sea de buena calidad, homogénea y con una fisuración limpia y cerrada, constituye una condición de estabilidad crítica debido a la corta extensión de la superficie potencial de falla. Con el objeto de estimar la resistencia al corte del macizo deberá efectuarse la caracterización de las fisuras, tomando especial atención de su configuración y continuidad



**Figura 2.14** Talud natural o corte aguas debajo de una cortina (CFE, 1981).

Para análisis definitivos de esta condición deben realizarse ensayos in situ. Es aceptable un factor de seguridad de 1.5 a 2, empleando el ángulo de fricción pico (máximo) y la cohesión obtenida de las pruebas de corte siempre que no rebase el valor de  $c=1 \text{ kg / cm}^2$ .