

## 4. EQUILIBRIO ESTRUCTURAL EN LAS CORTINAS Y OBRAS DE EXCEDENCIA

La función principal de una cortina es elevar el nivel del agua; por lo tanto, la fuerza externa principal que debe resistir la cortina es la presión del agua almacenada. Sin embargo, también actúan otras fuerzas en la estructura. Estas fuerzas se muestran en la figura 4.1 y son:

- La presión interna y externa del agua
- Presión de los azolves
- Presión del hielo
- Fuerzas sísmicas

En la cortina de concreto, su peso es la fuerza principal que resiste la presión del agua. En las cortinas de contrafuertes con paramento mojado inclinado, parte de la carga del agua estabiliza la estructura. En las cortinas de arco, la carga se transmite por el efecto de arco a la cimentación; disminuyendo la importancia del peso como componente que influye en la estabilidad.

Las fuerzas principales tienen ciertos valores que deben considerarse en cualquier proyecto. Con el tipo de proyecto se modifica la transmisión de las fuerzas y los factores de seguridad.

Las cortinas y obras de excedencias deben ser lo suficientemente estables para que no se vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento de la cimentación. Se deberá considerar cuidadosamente las fuerzas que intervienen en el proyecto para determinar el tipo de cortina y obra de excedencia que se necesita y las fuerzas que se aplicarán a la estructura.

### 4.1 Empuje hidrostático

La presión del agua aumenta, de acuerdo a la ley de Pascal, en proporción directa a su profundidad. Siendo perpendicular a la superficie en contacto y puede representarse por una distribución de presiones triangular o trapezoidal según sea el caso.

La fuerza resultante de la distribución de presiones se conoce como empuje hidrostático y el punto de ubicación de dicha fuerza se conoce como centro de presiones el cual se ubicará en el centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

Cuando el paramento aguas arriba no es vertical el empuje del agua se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y una componente vertical la cual viene siendo el peso de la cuña de agua. Es claro que el peso del agua se elimina cuando se tiene un talud vertical.

El cálculo del empuje puede realizarse como:

$$E = \gamma Z_G A \quad 4.1$$

Donde

- $E$  Empuje hidrostático
- $\gamma$  Peso específico del agua
- $Z_G$  Profundidad del centro de gravedad
- $A$  Área en contacto con el agua

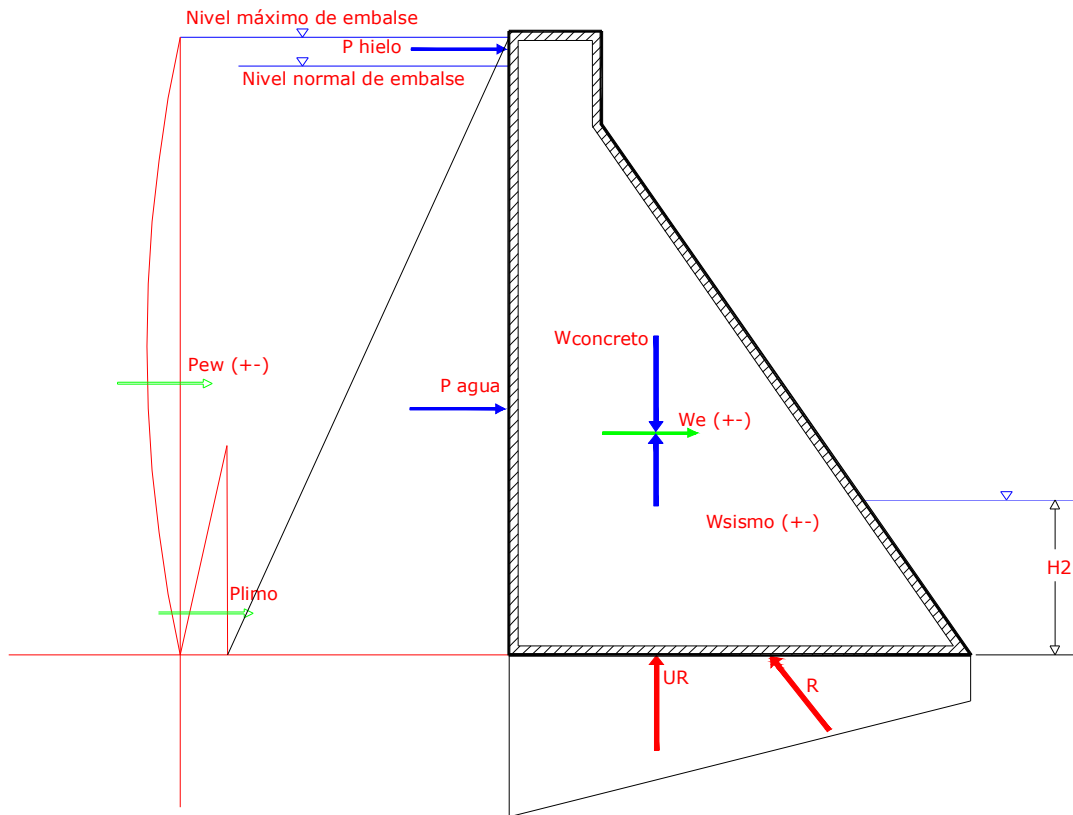


Figura 4.1 Fuerzas actuantes en la Cortina

En las cortinas de gravedad pequeñas el paramento mojado es casi siempre vertical. Al aumentar la altura del agua generalmente se usa una cara vertical ligeramente inclinada. La carga vertical del agua en esas secciones está representada por el peso del volumen del agua que está verticalmente arriba de esa sección. La resultante de la carga vertical del agua pasa por el centroide de esa área. En las cortinas pequeñas no se toma en cuenta esta carga estabilizadora.

En el proyecto de las cortinas de contrafuertes la carga del agua estabiliza el paramento que está inclinado varios grados con respecto a la vertical. En este caso, la carga del agua se transmite a la superficie plana y los incrementos de la carga que resulten deben calcularse para los incrementos de profundidad.

## 4.2 Fuerzas de Filtración

Las cortinas en los materiales de cimentación blandos deben estar seguras contra las fuerzas que experimenta al igual que las obras en cimentaciones de roca. Además se debe considerar los efectos de la filtración, la tubificación bajo la estructura, y el asentamiento o consolidación de los materiales de la cimentación.

Los materiales de cimentación blandos incluyen arcillas, arenas, gravas aluviales, rocas fracturadas, brechas blandas, y lutitas laminares (así como otras rocas de baja capacidad de carga y poca resistencia al deslizamiento).

Desde el punto de vista de la ingeniería, el movimiento del agua a través o abajo de una estructura no es objetable si no excede los límites de seguridad del proyecto. Sin embargo, el gasto total puede ser lo suficientemente grande para que sea económicamente conveniente impermeabilizar la zona permeable. El sistema pierde el agua que pasa por abajo de la cortina y obra de excedencias; sin embargo, el flujo de la corriente puede permitir reducir los costos de construcción permitiendo algunas filtraciones dentro del límite de seguridad. Estos límites pueden resumirse para las cimentaciones permeables como:

1. Limitar las velocidades y presiones de filtración en el material de cimentación, de manera que no muevan las partículas del suelo produciendo tubificaciones, socavación de la cimentación, o arrastre en masa del material.
2. Limitar la subpresión bajo la cimentación de manera que no ocurran momentos de volteo y deslizamientos perjudiciales en la cimentación.

Las propiedades técnicas del suelo son importantes para el estudio de las presas sobre cimentaciones permeables. Las técnicas modernas de construcción permiten colocar las presas sobre materiales blandos y permeables sobre la cimentación.

### 4.2.1 Flujo del agua en los materiales porosos

El agua que pasa por un material poroso puede estimarse por medio de la ecuación de Darcy:

$$Q = kiA \quad 4.2$$

Donde:

- |   |  |
|---|--|
| Q | Gasto  |
| k | Coefficiente de permeabilidad para la cimentación, es decir, es el gasto a través de un área unitaria bajo un gradiente hidráulico unitario. |
| i | Gradiente hidráulico, igual a la diferencia de carga dividida por la longitud del recorrido, $(h/l)$   |
| A | Área bruta de la cimentación a través de la cual fluye el agua.  |

El coeficiente  $k$ , se determina por varios métodos. El mejor y el mas económico para presas pequeñas es la prueba con bombeo. En esta prueba se inyecta agua en un barreno o pozo de prueba y se determina el gasto filtrado, bajo una carga hidráulica determinada.

La prueba de extracción con bombeo es relativamente costosa y sus resultados son mas difíciles de interpretar. Con esta prueba se mide la permeabilidad global extrayendo agua de un agujero en forma constante y midiendo el abatimiento del nivel freático en pozos de observación a distancias diferentes del pozo bombeado.

La prueba con colorantes estima el gasto de un color o electrolito, del punto de inyección a un pozo de observación. En esta prueba hay que hacer varios tanteos, ya que la dirección supuesta para la corriente del color puede o no coincidir con las rutas reales del flujo. Pueden ser necesarios varios tanteos (cambiando la localización de los pozos de observación) para estimar correctamente la permeabilidad.

Con las pruebas de inyección se obtienen resultados seguros en las cimentaciones estratificadas. Ya que, se estiman las permeabilidades en cada capa de material al ir perforado el pozo. La precisión del cálculo de las filtraciones subterráneas (determinadas con la fórmula de Darcy) depende de la homogeneidad del material de la cimentación y de la seguridad del coeficiente de permeabilidad determinado. A una cimentación heterogénea debe aplicarse un coeficiente pesado. Normalmente, la permeabilidad horizontal es mucho mayor que las permeabilidades verticales.

Las fuerzas de filtración existen en todos los movimientos gravitacionales del agua a través de los suelos. Sus efectos en la estabilidad de la masa de suelo y en cualquier estructura colocada sobre las partículas del suelo necesitan ser determinados. Para impedir las fallas por tubificación, la fuerza que impulsa el agua debe disiparse casi por completo por las fuerzas de fricción en la longitud de la base de la cortina y obra de excedencia.

La magnitud de las fuerzas de filtración a través de la cimentación y en el pie de la estructura depende de la tasa de pérdida de carga del agua en movimiento. Los suelos impermeables no son muy susceptibles a la tubificación porque ofrecen gran resistencia a la circulación, y la carga hidráulica se disipa en su mayor parte por fricción. Por otra parte, los suelos permeables (y la roca estratificada o fracturada) pueden permitir la circulación de volúmenes sustanciales en el pie sin grandes pérdidas por fricción.

Otro tipo de falla se debe a la erosión interior por manantiales que se formen cerca del pie, continuando hacia aguas arriba a lo largo de la base de la presa, las paredes de un conducto, de un plano de sedimentación, u otro tipo de zona debilitada. Este tipo de falla se debe a la erosión o arrastre subterráneo.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración pueden determinarse haciendo un análisis por medio de las redes de flujo. Una red de flujo es una representación gráfica de los recorridos del agua que se filtra y de las líneas de igual potencial (presión sobre un plano de referencia) en la circulación subterránea. Las redes de flujo que se usan para determinar la estabilidad estructural tiene algunas limitaciones serias. Por una parte, el método de análisis de redes de flujo es virtualmente independiente del tamaño del grano; teóricamente, la falla ocurre inmediatamente después de llenar el vaso. La experiencia demuestra que esto no es completamente cierto. El tamaño y la

granulometría tienen influencia en las fallas por tubificación que ocurren después que la cortina a estado en servicio. La red de flujo no es efectiva para el análisis de problemas de circulación estratificada o problemas de falla por erosión debida a formación de manantiales. Además, para dibujar un diagrama de redes de flujo preciso se requiere mucha experiencia, especialmente cuando se usan dentellones y los suelos heterogéneos forman parte de la cimentación.

El problema de construir cortinas y obras de excedencia sobre cimentaciones blandas es evitar la tubificación, al mismo tiempo que se mantiene una estructura económica y segura. Una cortina de concreto que se desplanta sobre una cimentación permeable puede considerarse como una estructura que crea un conducto para que corra el agua del vaso hacia aguas abajo. El objetivo del diseño para evitar la tubificación es doble: se pretende hacer este conducto lo suficientemente largo; y crear fricción suficiente dentro del material para reducir las velocidades a valores inferiores a las capaces de mover las partículas del suelo. El controlar el movimiento de las partículas en el pie o en el extremo de aguas abajo de la línea de flujo es muy importante.

Ocurre tubificación incipiente cuando la presión ejercida en el suelo por el agua en movimiento excede de la fuerza de resistencia ofrecida por el suelo. La fuerza de filtración,  $P_f$ , ejercida por el agua en el suelo, iguala al peso específico del agua  $\gamma$ , multiplicado por el gradiente hidráulico,  $i$ , que obra en un volumen unitario de suelo. Si el suelo es homogéneo, la fuerza obra uniformemente en el total de la masa del suelo. El punto crítico para que comience la tubificación es el talón de la cortina o vertedor.

La ley de Darcy permite una base teórica para escoger la longitud adecuada del recorrido del agua abajo de la cimentación.

El gasto puede obtenerse partiendo de la ecuación 4.2 como:

$$Q = kiA = C_1 \frac{HA}{L} \quad 4.3$$

Donde:

$Q$	Gasto, en $m^3/s$
$H$	Profundidad del vaso $m$
$L$	Longitud del recorrido $m$
$C_1$	Coficiente que depende del material

Por continuidad,  $Q = AV$ ; por lo que:

$$L = \frac{C_1 H}{V} \quad 4.4$$

Para un material dado, existe una velocidad máxima,  $V$ , a la que el agua puede brotar debajo de la estructura sin producir falla por arrastrar el material de la cimentación. La longitud del recorrido se fija por la línea de corrimiento pesada, como la propone Lane.

En el procedimiento de Lane se da mayor importancia al recorrido vertical que en el sentido horizontal (en contraste con los valores de igual peso de Bligh). Al calcular la línea de corrimiento por el procedimiento de Lane, las distancias horizontales de recorrido se toman como un tercio del valor de las distancias verticales. Las distancias verticales, y también las inclinadas hasta 45 grados, se toman con su valor total para la estimación de la distancia de corrimiento.

Un factor que no se evalúa completamente en ninguno de los dos procedimientos se refiere a la tubificación incipiente abajo de la obra. Ambos autores reconocen el aumento en el gradiente hidráulico en el pie de la obra, lo que requiere que se coloquen en el pie dentellones y filtros de drenaje. En este punto crítico debe asegurarse un gradiente de presión de seguridad. Cuanto más rápida sea la reducción de presión hacia arriba, menos estable será el material, hasta que, a un valor crítico, el material se mueve, saliéndose. Este valor crítico se expresa como

$$\frac{H}{L} = (\gamma_m - 1)(1 - P) \quad 4.5$$

Donde

$\gamma_m$       Peso específico del material  
 $P$          Porcentaje de huecos en el material expresado como decimal

La seguridad contra flotación en el pie puede efectuarse mejor construyendo un dentellón y un filtro invertido de arena aguas arriba del dentellón, con drenes tubulares que lleven el agua a la superficie. Esto reduce en forma efectiva la subpresión y elimina la tubificación. Este tipo de dentellón debe hacerse en combinación con un dentellón aguas arriba que reduzca las fuerzas de la subpresión.

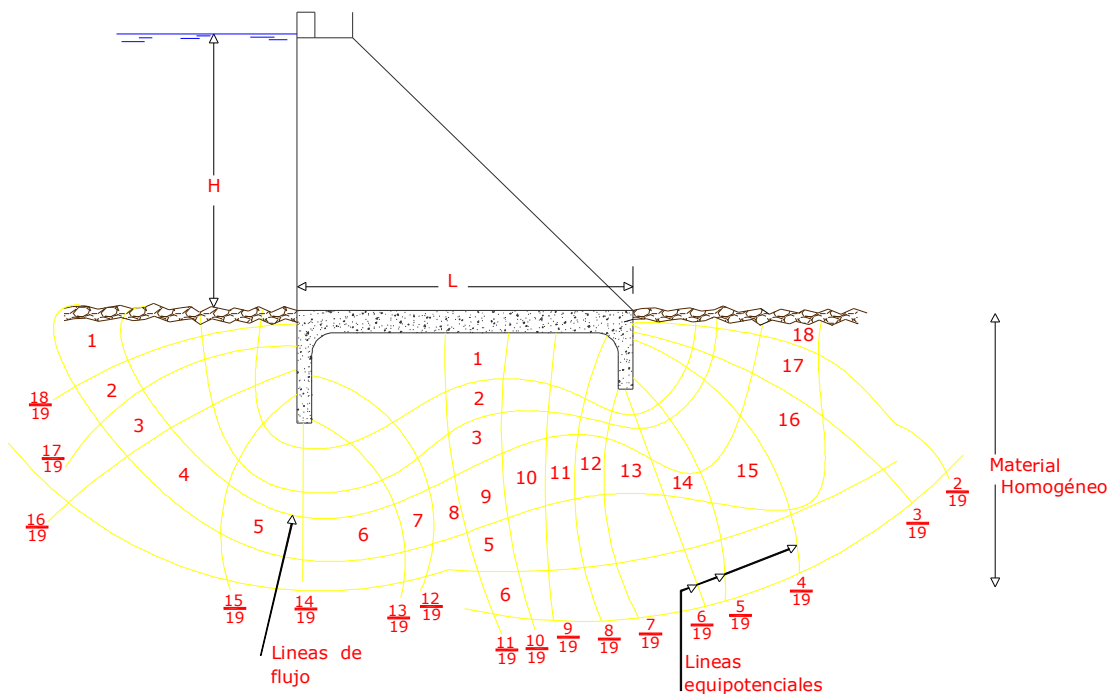
El dentellón de aguas arriba debe ser igual o tener una profundidad mayor que la longitud de la base de la presa.

Pueden usarse dentellones menos profundos, pero las fuerzas de subpresión y filtración no se reducirán tanto en las cimentaciones permeables. Los dentellones en el paramento aguas arriba deben colocarse a través del material permeable hasta el impermeable, para reducir tanto la subpresión como las fuerzas de filtración. Esta condición no siempre es económicamente factible. Sin embargo los adelantos logrados en las técnicas de inyección a presión y en la construcción de dentellones permiten considerar el uso de más cortinas de concreto sobre materiales permeables.

La analogía eléctrica es un método rápido y económico para analizar las condiciones críticas de la circulación del agua. En la figura 4.2 se ilustra una red de flujo típica. Las redes de flujo pueden también construirse por un método matemático, uno gráfico, o haciendo experimentos con modelos.

La red de flujo esta compuesta de líneas de flujo y de líneas equipotenciales. Las líneas de flujo indican los recorridos que hace el agua desde el vaso hasta la descarga. Las líneas equipotenciales se refieren a los planos de igual presión. La tasa de flujo se refieren a los dos planos de igual presión.

La pérdida de energía lo muestran las líneas equipotenciales. En la base de cada dentellón se produce una concentración del flujo, que se muestra cuando las líneas de flujo están más juntas (el gasto es igual entre las líneas de flujo). Desde la superficie del suelo de aguas arriba hasta la base del dentellón se disipan aproximadamente  $14/19 H$ ; sobre la línea equipotencial localizada cerca del centro de la presa se disipan aproximadamente  $10/19 H$ , casi 50% de la carga  $H$  en el vaso. Puede hacerse un análisis semejante en el dentellón de aguas abajo. Si no se construye un dentellón o filtro aguas abajo, las líneas de flujo se concentrarían en el pie de concreto. La disipación de 50 por ciento de la carga del vaso significa también que la subpresión se reduce en forma semejante. La subpresión está directamente relacionada a la carga del vaso.



**Figura 4.2** Diagrama típico de red de flujo.

### 4.2.2 Subpresiones

Existen también fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas y hendiduras, tanto en la cortina y obra de excedencias como en su cimentación. Los espacios huecos dentro del concreto y del material de cimentación están llenos de agua que ejercen presión en todas direcciones. La intensidad de la subpresión depende de las cargas hidráulicas, es decir, de la profundidad del vaso y de la distancia del paramento mojado al punto de interés. La subpresión ocurre en el concreto y en las cimentaciones de roca, así como en las cimentaciones blandas permeables. El valor total de la subpresión que se usa en el proyecto es en gran parte cuestión del criterio basado en el tipo de

cimentación empleada, las medidas que se tomen para evitar la filtración, la probable deficiencia de los drenes de la cimentación, y de los métodos de construcción.

En las cortinas huecas y de contrafuertes, los espacios entre los mismos disminuyen las subpresiones. Sin embargo, cuando estas cortinas se colocan sobre cimentaciones blandas y permeables, debe tenerse cuidado en evitar la tubificación del material de la cimentación a través de los drenes.

Las subpresiones abajo de las cortinas de concreto y obras de excedencias sobre cimentaciones blandas están relacionadas con las filtraciones a través de los materiales permeables. El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente debido a la resistencia por la fricción. La cantidad e intensidad de este flujo por abajo de la obra civil debe tomarse en consideración cuando las obras se construyen sobre cimentaciones permeables.

En todos los tipos de cimentaciones se aplican los mismos métodos para reducir la subpresión. Entre estos métodos se incluyen el colado de un muro interior casi impermeable cerca del paramento mojado de la obra, colocando drenes cerca del paramento mojado para proporcionar una vía libre al agua, varios dentellones, o combinaciones de medidas de seguridad.

La presencia de hendiduras, fisuras en las cimentaciones de roca, y el paso del agua abajo de la estructura en cimentaciones permeables requieren que se hagan ciertas suposiciones para la subpresión. En una cimentación de roca, es seguro suponer que las subpresiones varían linealmente teniendo la mayor magnitud en el punto que se encuentra ubicado junto al vaso disminuyendo conforme se avanza hacia aguas abajo. Esta presión se aplicará a toda la superficie de la obra. Cualquier otra variación que se suponga deberá comprobarse utilizando métodos en los que se emplee la analogía eléctrica o haciendo análisis comparativos con estructuras semejantes ya construidas. Los detalles de la subpresión para estructuras que descansan en cimentaciones permeables deben determinarse con un análisis de redes de flujo que incluya el empleo de zampeados, dentellones, drenaje y de otros dispositivos para controlar la intensidad de la subpresión.

La subpresión en cualquier punto de una superficie, se puede calcular con la ecuación de Westergaard la cual se expresa como:

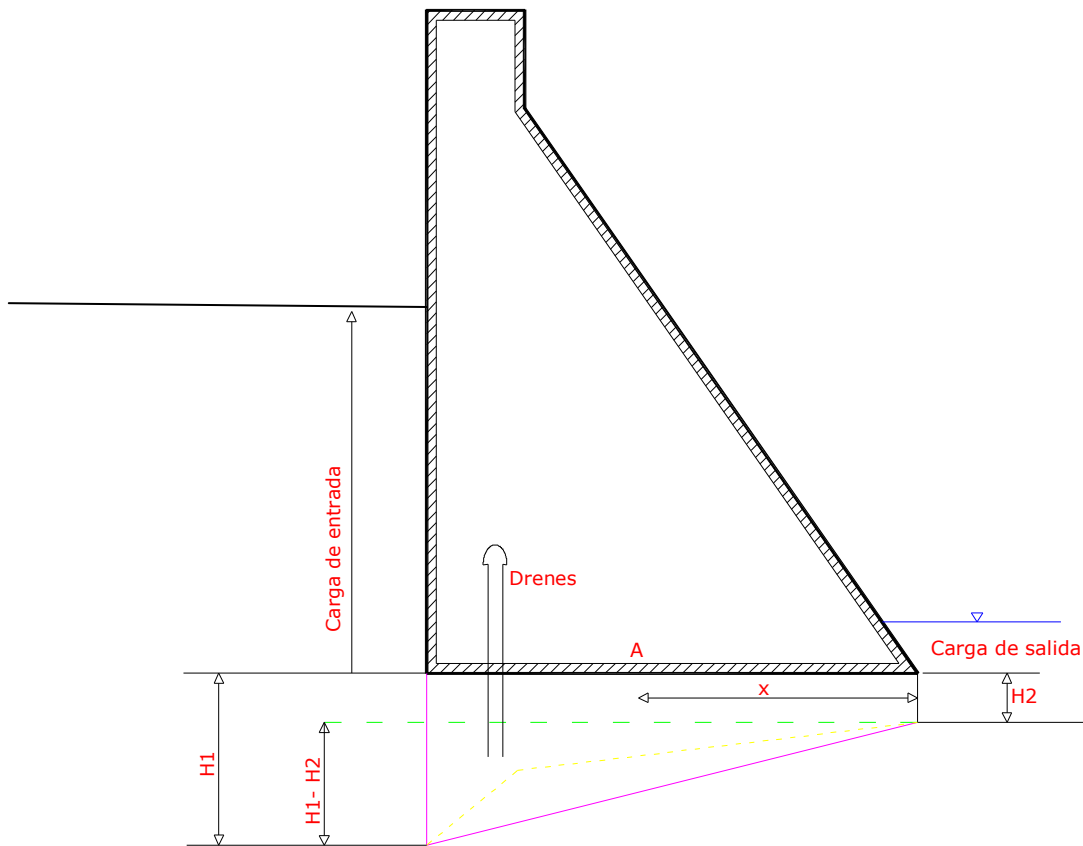
$$P_u = H_2 + \frac{kx}{L}(H_2 - H_1) \quad 4.6$$

Donde

$P_u$	Subpresión
$k$	Coefficiente de subpresión (1.0 si no existen drenes; 0.5 si hay drenes)
$H_1$	Tirante aguas arriba de la obra
$H_2$	Tirante aguas debajo de la obra
$x$	Distancia al centroide de la base de la cimentación
$L$	Longitud de la base de la cimentación de la obra



En la figura 4.3 se muestra gráficamente las variables antes citadas.



**Figura 4.3** Variables actuantes en el cálculo de la subpresión.

Los drenes se colocan cerca del paramento mojado.

El drenaje de las cimentaciones en presas pequeñas rara vez es factible, en términos económicos. Sin embargo, obras de altura moderada, se debe considerar el empleo de una galería de inspección con los drenes adecuados de alivio. La galería de drenaje se coloca verticalmente a distancias aproximadas de 3 m.

### **4.3 Fuerza debida a la presencia de azolves**

Casi todas las corrientes llevan limo cuando se presenta el gasto de la avenidas depositándose en el vaso. Si se permite que se acumule en el paramento mojado de la cortina produce cargas mayores que la presión hidrostática. En las presas pequeñas es más seguro suponer que la carga del limo tiene una presión unitaria equivalente a la de un líquido que tenga un peso específico de  $1362 \text{ kg/m}^3$  y un peso de  $1922 \text{ kg/ m}^3$ . Algunas veces el limo suspendido en el agua se lleva a través de la cortina por conductos especiales, evitando así que se deposite en el paramento mojado de la obra.

Conforme se vaya aumentando el control del gasto del río, la carga de limo será menos importante. En general las cargas del limo se desarrollan lentamente sobre el paramento de la presa. Esto da por resultado que los depósitos de limo tienden a consolidarse y a soportarse parcialmente en el vaso. En la mayor parte de las cortinas pequeñas de gravedad y de arco, la carga del limo no es importante. Sin embargo, en las cortinas de contrafuertes de paramento inclinado, esta acumulación puede aumentar mucho las presiones.

### **4.4 Fuerza provocada por la presencia de hielo**

Las presiones que produce el hielo se deben a la dilatación térmica de una capa de hielo y al arrastre que en el mismo produce el viento. Cuando el hielo se calienta, éste se dilata y ejerce un empuje contra el paramento mojado de una cortina u obra de excedencia. Según sea la rapidez de los cambios de temperatura, del espesor del hielo, y de otras condiciones ambientales, ordinariamente se supone una presión del hielo para proyecto de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

Las presiones que ejerce el hielo son importantes en todos los tipos de proyectos de presas. En las cortinas de gravedad y de contrafuertes en las que son mas comunes los vertedores con compuertas, las compuertas deben calentarse para evitar la formación de hielo. El espesor estructural de la corona de la cortina debe ser suficiente para soportar los esfuerzos producidos por la capa de hielo.

La fuerza, ejercida al dilatarse la lámina de hielo depende de su espesor, de la rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo de las fluctuaciones del nivel de agua, y de los extremos del vaso, del talud del paramento mojado de la cortina y vertedor, y del arrastre del viento.

La rapidez del incremento de la temperatura en el hielo es función de la rapidez de la elevación de la temperatura en el aire y de la cubierta que forme la nieve sobre el hielo. El confinamiento lateral de la lámina de hielo depende del carácter de los extremos del vaso y del talud del paramento mojado de la presa. Las obras con taludes ligeramente inclinados tienden a resistir mejor la presión del hielo que la de los paramentos verticales. Las superficies extendidas del vaso tienden a sujetar la lámina de hielo para que no se mueva, lo que puede disminuir el empuje sobre la presa. En las presas pequeñas el problema del hielo es importante para proyectar las estructuras de control, obras de excedencias, y dispositivos con compuertas.

#### **4.5 Fuerzas sísmicas**

Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las cortinas y vertedores localizadas en regiones con reconocido riesgo sísmico. La posibilidad de actividad sísmica también debe considerarse en presas localizadas fuera de estas regiones, en particular cuando estén situadas en las proximidades de complejos de fallas geológicas y potencialmente activas.

Los sitios para las presas normalmente se someten a una valoración sismológica. La evaluación de la sismicidad se efectúa mediante una revisión especializada de la geología regional y local junto con evidencias históricas. Si se confirma el riesgo de la actividad sísmica, las estimaciones de intensidades máximas probables proporcionan las bases para seleccionar los parámetros del diseño sísmico. En el caso de cortinas de concreto pequeñas, o presas en sitios de bajo riesgo, por lo general es suficiente especificar un nivel nominal de perturbación para propósitos de diseño.

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos, que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de la cortina y vertedor y del volumen de agua que retienen. Las aceleraciones horizontales y verticales no son iguales, las primeras son de mayor intensidad. Para el diseño debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de la estructura. Por tanto, se supone que la aceleración horizontal opera en dirección normal al eje de la estructura. En condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica esta asociada con:

- 1.- Una aceleración horizontal de la cimentación que opere aguas arriba; y
- 2.- Una aceleración vertical de la cimentación que opere aguas abajo.

Como resultado del punto uno, los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa aguas abajo, y una carga de inercia atribuible a la masa de la presa y que también actúa en el sentido aguas abajo. La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición, reducirá en efecto la masa y, por tanto, la estabilidad de la estructura. Se estima que las ondas de choque sísmicas recurrentes más importantes tienen una frecuencia en el intervalo 1-10 Hz. En consecuencia, las cargas sísmicas oscilan con mucha rapidez y su efecto es transitorio.

Las cortinas y vertedores son estructuras elásticas y están proyectadas para que así lo sean en el nivel de aceleración sísmica de diseño. También deben diseñarse para resistir y controlar apropiadamente el sismo máximo sin presentar falla. Debe investigarse la posibilidad de resonancia estructural en las cortinas más altas, aunque, en la práctica, el riesgo de una resonancia seria se reduce de manera considerable debido a los efectos de amortiguamiento. Los movimientos sísmicos del terreno para todos los eventos son irregulares en su magnitud, periodicidad y dirección, por consiguiente es poco probable que experimenten resonancia en duraciones mayores a unos pocos segundos.

Aunque la resonancia de la totalidad de una cortina es poco probable, porciones vulnerables de ella pueden estar en riesgo debido a los efectos de la inercia. Se pueden generar esfuerzos locales altos por discontinuidades abruptas del perfil, como un cambio del talud aguas abajo. Se requieren estudios detallados para minimizar el riesgo de sobreesfuerzos locales y agrietamientos como se ilustra en la figura 4.4.

Precauciones similares son necesarias en el diseño de estructuras potencialmente vulnerables en la cresta, como compuertas.

Las cargas sísmicas pueden aproximarse utilizando el enfoque simplista del análisis seudoestático o de coeficientes sísmicos. Las fuerzas de inercia se calculan en función de la aceleración máxima seleccionada para el diseño y se considera como equivalentes a las cargas estáticas adicionales. Este enfoque, que algunas veces se denomina como el método de la carga estática equivalente, es generalmente conservador. En la actualidad se aplica sólo en cortinas de concreto pequeñas y menos vulnerables, o en análisis preliminares. En cortinas altas, o en situaciones donde la sismicidad se considera crítica, se requieren procedimientos más sofisticados. En estas circunstancias, la evaluación sismológica del sitio de la presa se realizará con un análisis completo de respuesta dinámica.

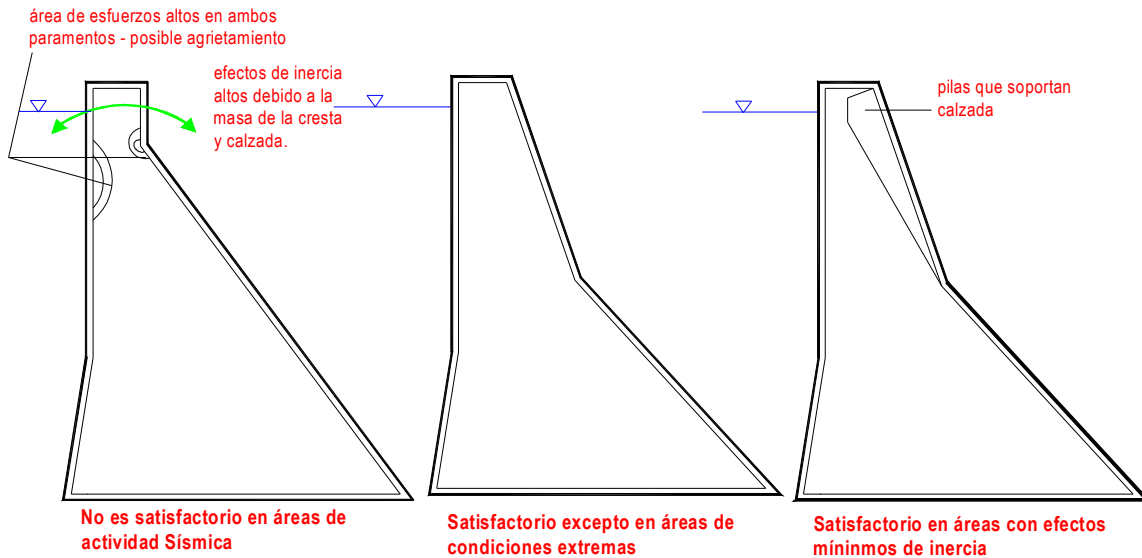


Figura 4.4 Ejemplificación de los puntos de riesgo y presencia de grietas en las cortinas

### 4.5.1 Análisis Seudoestático

La intensidad de un sismo se expresa por los coeficientes de aceleración  $\alpha_h$  (horizontal) y  $\alpha_v$  (vertical); cada uno representa la relación entre las aceleraciones sísmicas pico en el terreno con la aceleración de la gravedad,  $g$ . Para el análisis inicial, es común suponer que  $\alpha_h = (1.5 - 2.0) \alpha_v$ . Los coeficientes sísmicos representativos,  $\alpha_h$ , utilizados en el diseño, se presentan en la tabla 4.1, al igual que una escala de daños cualitativa junto con las designaciones de la zonas sísmicas equivalentes en Estados Unidos.

Valores de los coeficientes sísmicos mayores que los tabulados son apropiados para circunstancias más extremas, por ejemplo,  $\alpha_h = 0.4$  se ha empleado en sitios de alto riesgo en Japón. Las aceleraciones del terreno equivalentes a  $\alpha_h = 0.5$  averiaron severamente la presa de gravedad de Koyna, India, en 1967. Se estimó que la actividad sísmica que averió de forma similar la cortina de arco de Pacoia, E.U. en 1971 equivalía a un coeficiente sísmico horizontal a nivel de la base de  $\alpha_h = 0.6 - 0.8$ .

Coeficiente $\alpha_h$	Nivel de daño general	Zona Sísmica E. U.
0.0	Nulo	0
0.05	Menor	1
0.10	Moderado	2
0.15	Mayor	3
0.20	Grande	4

**Tabla 4.1** Coeficientes de aceleración sísmica.

### 4.5.2. Fuerza sísmica en la masa de concreto

Los sismos imparten aceleraciones a la presa. Estas aceleraciones producen tanto cargas horizontales como verticales. Para determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, deberá fijarse la intensidad o aceleración debida al movimiento del mismo.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal. En las cortinas y vertedores con paramentos verticales o inclinados, el aumento de la presión del agua a cualquier elevación se calcula como:

$$F_{ec} = \alpha W \tag{4.7}$$

Donde:

- $F_{ec}$  Fuerza sísmica horizontal
- $\alpha$  Coeficiente que relaciona la aceleración del sismo con la gravedad
- $W$  Peso de la obra

La fuerza  $F_{ec}$  obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.

### 4.5.3 Fuerza sísmica en el volumen de agua.

La Presión debida a la fuerza de la inercia en  $kg_f/m^2$  del agua se encuentra con:

$$F_{ew} = C\alpha\gamma h \quad 4.8$$

Donde:

- $C$  Coeficiente sin dimensión para la distribución y magnitud de las presiones
- $\alpha$  Relación de la aceleración del sismo con la aceleración de la gravedad,  $a/g$
- $\gamma$  Peso específico del agua  $kg_f / m^3$
- $h$  Profundidad total del agua  $m$
- $y$  Distancia vertical del espejo de agua al punto de estudio  $m$

En 1952 Zanger presentó fórmulas para calcular las presiones hidrodinámicas ejercidas sobre muros verticales o inclinados por los sismos oscilatorios. Las fórmulas se obtuvieron por analogía eléctrica, basándose en la suposición de que el agua es incompresible. Para las presas bajas el error cometido al calcular la fuerza de los sismos sobre el agua debido a esta simplificación es probablemente menor al 1%.

Para determinar el coeficiente  $C$  se emplea la fórmula de Zanger donde:

Donde:

- $C_m$  Valor máximo de  $C$
- $h$  Profundidad total del vaso
- $y$  Distancia debajo de la superficie

También se puede emplear la gráfica mostrada en la figura 4.5

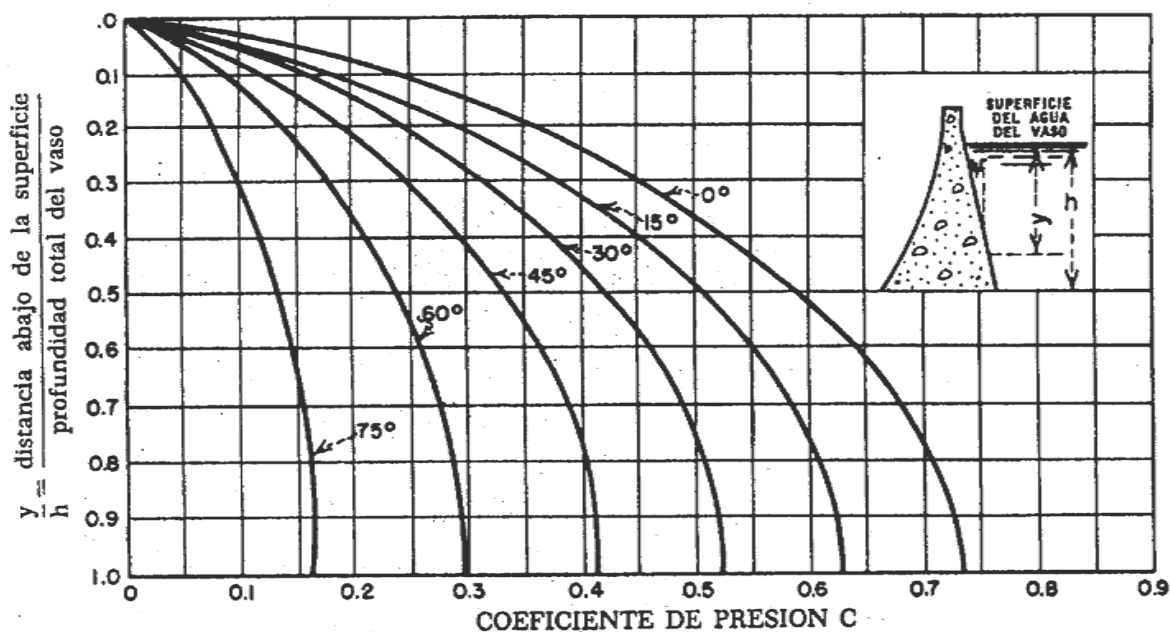


Figura 4.5 Obtención del valor del coeficiente C.

El coeficiente adimensional está definido en función del talud del paramento y de su valor máximo  $C_m$  como:

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( \frac{2-y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( \frac{2-y}{h} \right)} \right] \quad 4.9$$

El punto de aplicación de dicha fuerza se obtiene de emplear la ecuación:

$$\bar{Y} = 0.412 h \quad 4.10$$

Es poco probable que ocurra vibración o resonancia por los sismos en las presas de poca altura a altura moderada. Por lo tanto, este elemento por lo general no es un problema para el proyecto de presas pequeñas.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, cualquiera que sea la forma de la sección transversal. Puede ocurrir también movimiento vertical durante un sismo con una fuerza de inercia vertical resultante que obre momentáneamente reduciendo el peso efectivo de la obra. La carga de agua tiende a producir un momento de volteo en la cortina y obra de excedencias. La fuerza de inercia en el movimiento vertical hacia arriba tiende a hacer que el concreto y el agua que está arriba de la estructura pesen menos. Lo que reduce la estabilidad de la estructura contra las fuerzas que producen deslizamiento. Otras fuerzas que pueden tener importancia son las presiones de las olas y del viento.

#### **4.5.3.1 Análisis de respuesta dinámica**

Las simplificaciones inherentes en el análisis de coeficientes sísmicos son considerables. No se contemplan los problemas complejos de la iteración cortina/vertedor-cimentación y cortina/vertedor -embalse, y se ignora la respuesta de la presa misma. Estas interacciones son de gran importancia, ya que colectivamente modifican las propiedades dinámicas de la presa y, en consecuencia, pueden afectar de forma significativa su respuesta a las cargas. Se toman en cuenta en el análisis de respuesta dinámica, donde los efectos acoplados del sistema cortina/vertedor-cimentación-embalse se examinan mediante el procedimiento de análisis de subestructuras.

En este enfoque, la presa se idealiza como un sistema de elementos finitos bidimensional, ya sea con deformación plana o con esfuerzo plano, y el embalse se considera continuo. La zona de la cimentación generalmente se idealiza como un sistema de elementos finitos equivalente a un semi-espacio viscoelástico.

#### **4.6 Combinaciones de Carga para la estabilidad de la Cortina y Obra de excedencias**

Una obra de concreto debe diseñarse considerando los agrupamientos o combinaciones de carga adversos más rigurosos que tengan probabilidad razonable de ocurrencia. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad remota y, por tanto, con una posibilidad insignificante de falla en operación, no se considera como válidas para el diseño. Tales combinaciones pueden investigarse posteriormente cuando se esté verificando el diseño de las presas más importantes, pero, en general se ignoran en el análisis de estructuras menores.

Las cargas analizadas tienen envolventes diferentes pero operan en forma individual en términos de la probabilidad de ocurrencia, intensidad y duración. La carga máxima individual que razonablemente puede preverse que actúe en conjunto en condiciones de servicio puede agruparse en una secuencia estructurada de combinaciones de cargas definidas para propósitos de diseño. En tal consecuencia, la probabilidad de ocurrencia asociada con las combinaciones de cargas designadas disminuye a medida que aumenta de modo progresivo su severidad.

Para casi todas las circunstancias son suficientes tres combinaciones de cargas propuestas.

Las fuerzas que deben considerarse dependiendo del tipo de carga son:

*Condiciones de Carga Ordinarias:*

- Presa llena al **NAMO**:
  - Peso Propio
  - Subpresiones
  - Empuje hidrostático



*Condiciones de Cargas Extraordinarias:*

- Presa llena al **NAMÉ**:
  - Empuje Hidrostático
  - Peso propio
  - Subpresiones

*Condiciones de Carga Extremas:*

- Presa llena al **NAMO**:
  - Empuje hidrostático
  - Peso propio
  - Subpresiones
  - Sismo

#### **4.7 Equilibrio estructural**

Las fuerzas de reacción desarrolladas en la cimentación y/o estribos y la respuesta de la cortina o vertedor a las cargas aplicadas deben tenerse en cuenta para satisfacer las condiciones de equilibrio estático. La combinación de las cargas estáticas verticales y horizontales aplicadas es igual a la fuerza resultante, la cual es balanceada por una fuerza de igual magnitud pero en sentido contrario, producto de las reacciones verticales y horizontales de la cimentación. Las condiciones esenciales al equilibrio estructural y a su estabilidad pueden, por consiguiente, resumirse como:

$$\sum H = \sum V = 0 \quad 4.11$$

$$\sum M = 0 \quad 4.12$$

Donde:

$\sum H$  Suma de todas las fuerzas horizontales

$\sum V$  Suma de todas las fuerzas verticales

$\sum M$  Suma de los momentos de dichas fuerzas con respecto a cualquier punto

La condición representada por  $\sum H = \sum V = 0$  determina que no hay movimiento de traslación posible. La condición adicional que  $\sum M = 0$  restringe cualquier movimiento de rotación, como el volteo. Respecto a esta última condición es necesaria alguna calificación sobre la distribución de esfuerzos determinados por los momentos aplicados.

Al evaluar todas las condiciones de cargas probables, incluyendo la condición de vaciado total del embalse, el análisis debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto a:

1. Rotación y volteo
2. Traslación y deslizamiento,
3. Sobreesfuerzo y falla del material.

Los criterios uno y dos controlan la estabilidad global de la estructural. El estudio de la cortina y vertedor debe satisfacerse para todos los planos horizontales dentro de la presa y la cimentación. El criterio de sobreesfuerzo, tercer criterio, debe satisfacerse para cortinas y vertedores de concreto y para cimentaciones en roca.

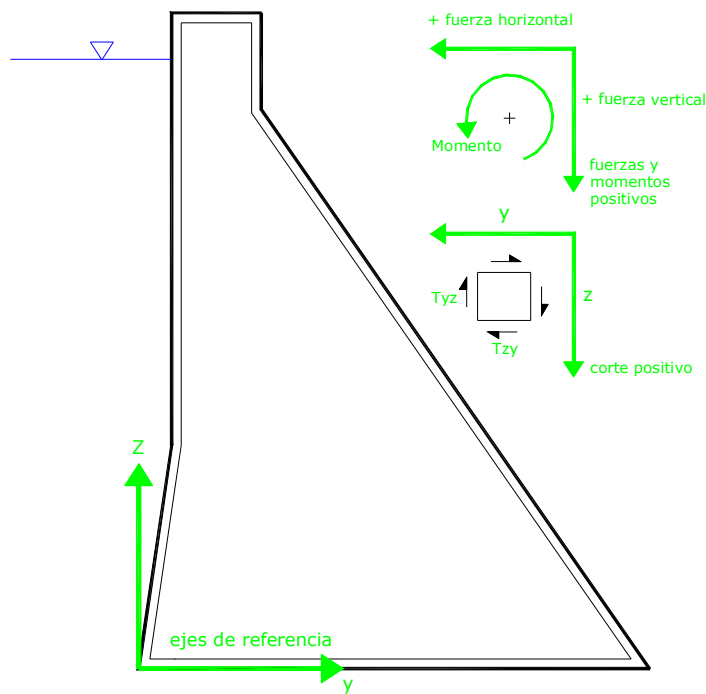
El criterio de estabilidad al deslizamiento, por lo general es el más crítico de los tres, en especial en cimentaciones en rocas naturales, debido a razones asociadas con la influencia de factores geológicos.

Los supuestos inherentes en los análisis preliminares utilizados en el método de la gravedad [USBR (1976, 1987)] son los siguientes:

1. El concreto (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
2. Todas las cargas actúan por la acción de gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la estructura o a la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

Normalmente, los análisis de estabilidad y de esfuerzos, se sustentan en el supuesto de que se apliquen las condiciones de esfuerzo plano. El análisis de gravedad es, llevado a cabo en forma bidimensional, considerando una sección transversal de la estructura con ancho unitario paralelo al eje longitudinal de la presa. En general, los esfuerzos internos se determinan mediante la aplicación de teorías elásticas estándares. Técnicas más sofisticadas, que incluyen elementos finitos, se aplican para determinar los esfuerzos en estructuras más grandes y más complejas o para investigar problemas específicos.

Se debe prestar atención a la importancia de mantener una convención consistente de signos para todas las fuerzas y momentos que se consideren en el análisis.



**Diagrama de convención de signos:  
fuerzas, momentos y esfuerzos  
cortantes**

**Figura 4.6** Equilibrio de fuerzas y momentos para la estabilidad de estructuras.

#### 4.7.1 Parámetros Involucrados en el análisis de la estabilidad

La resistencia al deslizamiento o corte que pueda generarse en un plano, se expresa mediante los parámetros  $C$  y  $\tan \theta$ .

La cohesión,  $C$ , representa la resistencia unitaria al corte del concreto o roca en condiciones de esfuerzo normal cero. El coeficiente  $\tan \theta$  representa la resistencia de la fricción al corte, donde  $\theta$  es el ángulo de resistencia al corte interno o la fricción de deslizamiento.

La resistencia al corte dentro de la zona de la cimentación de una cortina o vertedor es determinada por las estructuras geológicas, tipo e integridad de la roca. Los parámetros de corte o deslizamientos para ejemplos de condiciones de cimentación de buena y de inferior calidad se presentan en la tabla 4.2. La tabla también muestra valores para resistencias muy bajas y características geológicas potencialmente dañinas, como capas o lentes de arcillas, fallas, etc. que puedan ser críticas para la estabilidad de la cimentación. La información de esta tabla es ilustrativa y no debe considerarse de aplicación universal para todos los tipos y condiciones de roca citados.

Pueden ocurrir variaciones considerables en la resistencia al corte para un tipo de roca específico dentro de los confines de un sitio, como consecuencia de la meteorización o alteración local. En el

caso de algunas rocas vulnerables, como ciertas pizarras, la resistencia al corte también puede disminuir por la saturación.

<b>Descripción de Cimentación Condiciones</b>	<b>Cohesión C(MN m<sup>-2</sup>)</b>	<b>Fricción tan <math>\theta</math></b>
Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización, ejemplos	> 1.0	> 1.0
Gneis	1.3	1.7
Granito	1.5	1.9
Micaesquisto	3.0	1.3
Arenisca	1.0	1.7
Condiciones inferiores		
Gneis inalterado	0.6	1.0
Granito meteorizado	0.3	1.3
Grauvaca	<0.1	0.6
Caliza, con juntas abiertas	0.3	0.7
Micaesquisto	0.4	0.7
Arenisca	0.1	0.6
<b>Aspectos críticos de la cimentación</b>		
Material en zona de falla o triturado	< 0.2	< 0.3
Lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta	< 0.1	< 0.2

**Tabla 4.2** Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación

En general los coeficientes de seguridad contra el volteo oscilan entre 2 y 3. En las presas pequeñas es a menudo mayor. Si este es inferior a 2, la sección de la obra deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una cortina de gravedad rara vez falla por volteo, ya que cualquier tendencia de falla incrementa la probabilidad de que la obra falle por deslizamiento.

#### 4.7.2 Esfuerzos en el concreto

Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos, para evitar fallas. En las cortinas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto. Las mezclas que producen un concreto durable, normalmente tienen resistencia suficiente para proporcionar un coeficiente de seguridad adecuado contra el exceso de esfuerzos.

En el material de cimentación debe investigarse si existen excesos en los esfuerzos. Cuando se trata de presas pequeñas es pertinente hacerlo en las rocas fisuradas y en las cimentaciones blandas, como en las de grava o arena.

En la tabla 4.3 se sugieren valores para las capacidades de carga para estudios iniciales y guías para proyectar obras pequeñas de concreto. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación y la bondad de los materiales de cimentación, se determinarán por medio de pruebas en el campo y en el laboratorio las capacidades de carga admisible.

Sin embargo en la mayor parte de las cortinas pequeñas las presiones unitarias de apoyo sobre los materiales rocosos de cimentación serán considerablemente menores que los valores dados en la tabla 4.3.

Los esfuerzos de trabajo típicos empleados en el proyecto de las presas de concreto son de 42.2 a 70.3  $kg/cm^2$  en compresión y de 0 a 7.03  $kg/cm^2$  en tensión. En general, se evitan los esfuerzos en tensión manteniendo todas las fuerzas resultantes dentro del tercio medio de la base de la sección que se estudia. La base es la distancia del paramento aguas arriba al de aguas abajo de un bloque; para el cálculo, se supone que el bloque tiene un ancho unitario.

<i>Material</i>	<i>Relaciones de corrimiento pesadas* según Lane</i>	<i>Coefficiente de Bligh*</i>	<i>Capacidades de carga admisible ton/m<sup>2</sup></i>
Arena muy fina o limo	8.5	18	29.3 densa
Arena fina	7.0	15	9.8 suelta
Arena media	6.0	-	29.3 3
Arena gruesa	5.0	12	29.3 3
Grava fina	4.0	-	48.8 5
Grava media	3.5	-	48.8 5
Grava y arena	3.0	9	48.8 5-10 97.6
Grava gruesa incluyendo cantos	3.0	-	48.8 5-10 97.6
Boleo con algo de cantos y grava	2.5	-	97.6 10
Boleo, grava y arena	-	4-6	48.8 5
Arcilla blanda	3.0	-	9.8 1
Arcilla media	2.0	-	39.064
Arcilla dura	1.8	-	58.6 6
Arcilla muy dura o toba	1.6	-	97.6 10
Roca buena	-	-	976.5 100
Roca laminada	-	-	341.8 35

\*Para usarse en el análisis de las cimentaciones blandas.

**Tabla 4.3** Relaciones pesadas de corrimiento y valores de capacidad de carga de los materiales de cimentación.

### 4.7.3 Estabilidad al volteo

Un factor de seguridad simple con respecto al volteo,  $F_o$ , puede expresarse en función de los momentos que actúan alrededor del pie de cortina o vertedor de cualquier plano horizontal. Se define  $F_o$  como la razón de todos los momentos restauradores (positivos),  $\sum M_+$ , con respecto a la suma de todos los momentos de volteo,  $\sum M_-$ , de modo que:

$$F_o = \frac{\sum M_+}{\sum M_-} \quad 4.13$$

Puede anotarse que  $\sum M_-$  incluye el momento generado por la carga de empuje. Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de volteo dada su naturaleza transitoria y oscilatoria.

Los momentos de volteo, como los de la carga del agua, etc. controlan los niveles de esfuerzos internos, resultando, por tanto, el modo de volteo ligado muy de cerca de posibles sobreesfuerzos, es decir, al criterio tres. A medida que se reduce el margen de seguridad nominal contra el volteo, los esfuerzos de compresión generados en el pie aumentarán rápidamente y los esfuerzos de tensión en el talón iniciarán un agrietamiento local que puede propagarse, produciendo una reducción en la resistencia al deslizamiento.

La determinación de un valor de  $F_o$  no es una práctica universal debido al vínculo entre los momentos de volteo y el nivel de esfuerzo. La estabilidad adecuada con respecto al volteo puede asegurarse especificando límites en los niveles de esfuerzo para el concreto.

Los factores de seguridad deben considerarse parcialmente con las condiciones económicas. Los factores de seguridad amplios dan por resultado una estructura mas costosa; sin embargo, si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas, lo que a su vez puede dar como resultado costos elevados. Sólo podrán obtenerse factores de seguridad adecuados haciendo una buena determinación de las fuerzas de deslizamiento, volteo y de las que se produzcan esfuerzos excesivos dentro de la obra.

En general el cálculo de la fuerza debida al volteo puede obtenerse como:

$$F_{so} = \frac{(W_{concreto})(l_1) + (W_{agua})(l_2)}{(E)(l_3) + (U)(l_4)} \quad 4.14$$

Donde:

$W_{concreto}$	Fuerza debida al peso del concreto
$W_{agua}$	Fuerza debida al peso del agua en las superficies inclinadas
$E$	Empuje hidrostático en la cortina o vertedor

$U$	Subpresión
$l_i$	Longitud del brazo del momento para las fuerzas respectivas

Todas las fuerzas (excepto la fuerza resultante de la cimentación) deben considerarse al calcular el coeficiente de seguridad. Otras fuerzas de interés podrían ser las provocadas por las olas, el hielo, sismos y la presión del azolve.

Otro método para evaluar el coeficiente de seguridad contra el volteo está relacionado con los esfuerzos internos. Si el esfuerzo vertical en el borde aguas arriba de cualquier sección horizontal calculada sin subpresión excede el valor de la subpresión en ese punto, se considera segura contra el volteo. Este procedimiento de cálculo puede usarse para las cortinas pequeñas, pero no se recomienda para las cortinas de gran altura.

Además, si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia al volteo con relación al pie de la cortina o vertedor en ese plano horizontal supuesto. Si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son menores que los admisibles en el concreto y en el material de la cimentación, la estructura puede considerarse segura. Las estructuras por lo general se proyectan de manera que no haya tensión (solo una pequeña fuerza de tensión) en el paramento mojado en condiciones severas de carga.

#### **4.7.4 Estabilidad al deslizamiento**

La estabilidad al deslizamiento es una función del patrón de carga y de la resistencia al desplazamiento que pueda generarse en cualquier plano. En términos convencionales se expresa en función del factor de seguridad contra el deslizamiento,  $F_s$ , estimado utilizando una u otra de estas tres definiciones:

1. Factor de deslizamiento,  $F_{SS}$ ;
2. Factor de fricción al corte,  $F_{SF}$ ;
3. Factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ .

Deberán apreciarse bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objetivo principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la cortina o vertedor.

El coeficiente de deslizamiento es el coeficiente de fricción necesario para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la presa o sobre su cimentación bajo condiciones de carga. En las presas pequeñas, el factor de deslizamiento por lo normal determina la seguridad contra el deslizamiento. En este procedimiento no se emplean las fuerzas de corte; sin embargo se supone que estas aumentan la seguridad del proyecto. Sin embargo este procedimiento no es recomendable para las cortinas de concreto en cimentaciones de roca, pues podrían usarse secciones más pequeñas si se incluyesen las fuerzas de corte en este factor.

La resistencia al deslizamiento en la roca es una función de la superficie investigada. Está controlada por las discontinuidades geológicas como fallas, superficies con resistencia al corte en la interfaz base, la estructura geológica y los parámetros de resistencia al corte de la masa de roca son interdependientes y colectivamente regirán la estabilidad al deslizamiento.

Se debe investigar por completo la estructura geológica de la cimentación en roca y establecer la preferencia, naturaleza, frecuencia y orientación de todas las discontinuidades significativas, incluyendo las intersecciones críticas. Son necesarios numerosos ensayos in situ y en laboratorio para confirmar los parámetros de diseño.

#### **4.7.4.1 Factor de deslizamiento, $F_{ss}$**

$F_{ss}$  se expresa como una función de la resistencia al simple deslizamiento sobre el plano considerado. Se supone que la resistencia se debe solo a la fricción y no se genera resistencia al corte o cohesión.  $F_{ss}$  puede definirse como la relación de la suma de todas las componentes de las fuerzas horizontales  $\sum H$ , con respecto a la suma de todas las fuerzas verticales  $\sum V$ , en el plano considerado, es decir para un plano horizontal:

$$F_{ss} = \frac{\sum H}{\sum V} \quad 4.15$$

Si el plano está inclinado en un ángulo pequeño  $\alpha$ , la expresión anterior se modifica a:

$$F_{ss} = \frac{\frac{\sum H}{\sum V} - \tan \alpha}{1 + \left(\frac{\sum H}{\sum V}\right) \tan \alpha} \quad 4.16$$

El ángulo  $\alpha$  se define positivo si el deslizamiento ocurre en el sentido cuesta arriba. La interfaz de la cimentación se excava con frecuencia para proporcionar una pequeña inclinación positiva  $\alpha$  y así elevar  $F_{ss}$ .

Al evaluar  $F_{ss}$ ,  $\sum H$  y  $\sum V$  son respectivamente los valores máximo y mínimo apropiados para las condiciones de carga que se están estudiando.

No se debe permitir que  $F_{ss}$  exceda 0.75 para la combinación de cargas normales especificada en un concreto macizo bien construido. Se puede permitir que  $F_{ss}$  alcance 0.9 para combinaciones de cargas extremas. Un máximo similar de  $F_{ss}$  puede utilizarse para un posible deslizamiento en la base de una interfaz en una superficie de roca de buena calidad, limpia e irregular, o para el deslizamiento sobre planos en una cimentación bien erigida. Planos con baja resistencia al corte requerirán una reducción significativa del máximo permisible, por ejemplo  $F_{ss}$  puede limitarse a 0.50



o menos en algunas calizas, esquistos, pizarras laminadas y cimentaciones con resistencias bajas similares.

El coeficiente de deslizamiento para las presas pequeñas se calcula como:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma(V)} = \tan \theta = f \quad 4.17$$

Donde

H	Fuerzas Horizontales
V	Fuerzas Verticales
$\theta$	Ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación

Si al calcular  $f$  de esta manera, es igual o menor que el coeficiente de fricción estático,  $f'$ , la estructura se considera segura. Al hacer estos cálculos se supone una franja de 1m de ancho. En la tabla 4.4 se dan valores de seguridad para el coeficiente de deslizamiento para diferentes materiales de cimentación. Cuando los materiales para la cimentación sean blandos deberán estudiarse para ver si son susceptibles a la tubificación.

El coeficiente de seguridad,  $FS$ , contra deslizamiento se define como el cociente del coeficiente de fricción estático,  $f'$ , y la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$FS = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma(V - U))}{\Sigma H} \quad 4.18$$

Este procedimiento supone también que las fuerzas de corte se suman a las medidas de seguridad. El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las estructuras de concreto sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora.

La inclusión de la subpresión y de las fuerzas sísmicas en los cálculos puede reducir el coeficiente de seguridad a aproximadamente la unidad.

<b>Material</b>	<b>Coefficiente de seguridad contra el deslizamiento, <i>f</i></b>	<b>Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere FS</b>	<b>Coefficiente por fricción y corte</b>
Concreto sobre concreto	0.65 - 0.8	1 – 1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1 – 1.5	4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1 – 1.5	4
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5	
Concreto sobre arena	0.3	2.5	
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5	
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*	

\*Se requieren pruebas para determinar la seguridad

**Tabla 4.4** Valores de coeficientes para diferentes materiales de cimentación

Estos valores son para la seguridad contra deslizamiento en un plano horizontal; si la cimentación está inclinada hacia aguas abajo, los coeficientes de seguridad se reducen proporcionalmente. Los dentellones se utilizan para disminuir la tendencia al deslizamiento de la presa. Para cualquier tipo de dentellón, debe evitarse que su anclaje falle por cortante separándose así del cuerpo principal de la obra. En las cimentaciones de tierra, se necesita un coeficiente de seguridad mayor, para evitar el deslizamiento en planos situados debajo de la superficie de la cimentación. En las cimentaciones blandas, las medidas para obtener un aumento artificial de la adherencia son menos efectivas. Los dentellones profundos y los zampeados aumentan la resistencia al deslizamiento. Un dentellón con las dimensiones adecuadas, reforzado, y construido dentro de la obra impide el desalojamiento por la resistencia interna al corte del material dentro del cual se construya el dentellón. Los dentellones tienen un volumen adicional de suelo o roca por mover antes que la estructura pueda deslizarse.

Otro procedimiento, incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad. La relación entre las fuerzas de corte y el factor de fricción es:

$$SSF = \frac{f'(\Sigma V) + b\sigma}{\Sigma H} \quad 4.19$$

Donde

- $\sigma$       esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte.
- $b$         longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte

Los coeficientes de seguridad, calculados de esta manera, deben aproximarse a los valores usados en los cálculos estructurales normales. Los valores de los coeficientes estáticos de fricción se suponen a menudo para el concreto que se mueve sobre roca y otro concreto de 0.65 a 0.75. El esfuerzo cortante de trabajo,  $\sigma$ , del concreto está relacionado con la resistencia a la compresión del concreto. En general, la resistencia del concreto en las cortinas y vertedores debe ser cuando menos

de  $140 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días. En las estructuras más pequeñas es necesario usar concreto mucho más resistente para satisfacer los requisitos de durabilidad. La resistencia unitaria del concreto al corte es aproximadamente un quinto del esfuerzo a la compresión en cilindros estándar. Esto indica una resistencia de 28 a  $56 \text{ kg/cm}^2$  en las cortinas y vertedores, se debe proporcionar un factor de seguridad de 4 si el esfuerzo unitario de trabajo usado en los cálculos son de 7 a  $14 \text{ kg/cm}^2$ . No se recomienda esfuerzos de trabajo mayores, a menos que el concreto para las presas pequeñas se pruebe por anticipado. El coeficiente por fricción y corte se usa contra el deslizamiento en el concreto sobre el concreto o para el concreto sobre roca; si las presa pequeñas se colocan sobre material de cimentación blando, el uso de este coeficiente es poco práctico.

Se debe considerar la influencia de las juntas de construcción y las juntas de la cimentación en la resistencia al corte. Utilizando los métodos de construcción correctos la resistencia al corte en las juntas de construcción arriba de la base es esencialmente la de un buen concreto. La resistencia al corte en la cimentación, donde el concreto se cuela sobre una superficie de roca lisa puede disminuir. En este tipo de junta es posible que se desarrollen fuerzas de fricción. En una cimentación áspera e irregular, se desarrolla un plano más resistente tanto al corte como la fricción; en la determinación del coeficiente por corte y fricción.

#### 4.7.4.2 Factores de fricción al corte, $F_{SF}$

$F_{SF}$  se define como la relación entre la resistencia total al corte y al deslizamiento que puede generarse en un plano con respecto a la carga horizontal total. Se expresa como:

$$F_{SF} = \frac{S}{\sum H} \quad 4.20$$

Donde

S Resistencia máxima al corte que se puede generar

Por lo que la ecuación anterior se expresara como

$$F_{SF} = \frac{CA}{\cos \alpha (1 - (\tan \theta)^2)} + \sum V \tan(\theta + \alpha) \quad 4.21$$

Donde

$F_{SF}$  en  $\text{KNm}^{-1}$

A Área del plano de contacto o de deslizamiento

En el caso de un plano horizontal ( $\alpha = 0$ ), por lo que la resistencia máxima al corte queda expresada como:

$$S = CA + \sum V \tan \theta \quad 4.22$$

Por lo que el factor de fricción al corte, se expresara como:

$$F_{SF} = \frac{CA + \sum V \tan \theta}{\sum H} \quad 4.23$$

En algunas circunstancias puede ser apropiado incluir la resistencia pasiva en cuña,  $P_P$  como un componente adicional de la resistencia total al deslizamiento que puede generarse. Así:

$$F_{SF} = \frac{(S + P_P)}{\sum H} \quad 4.24$$

En presencia de un horizonte con una baja resistencia al corte, por ejemplo, un horizonte de arcilla delgado o un relleno de arcilla en una discontinuidad, cuando se aplica la combinación normal de cargas, el factor de fricción de corte requerido en la zona de cimentación en general es  $F_{SF} = 4.0$ . En planos dentro de la presa y la interfaz de la base,  $F_{SF} > 3.0$  es un valor común. Los valores de  $F_{SF}$  que se requieren para condiciones alternativas de cargas, se resumen en la tabla 4.5.

<b>Localización del plano de deslizamiento</b>	<b>Combinaciones de Carga</b>		
	<b>Ordinaria</b>	<b>Extraordinaria</b>	<b>Extrema</b>
Interfaz presa de Concreto-base	3.0	2.0	>1.0
Roca de cimentación	4.0	2.7	1.3

**Tabla 4.5** Factores de fricción al corte recomendados

La aceptación de la estabilidad marginal permisible en combinaciones de cargas extremas es una cuestión de criterio de ingeniería, y debe contemplarse únicamente para estructuras mas pequeñas según la investigación más rigurosa.

#### 4.7.4.3 Factor de equilibrio límite, $F_{LE}$

El enfoque de equilibrio límite en la estabilidad de deslizamiento sigue la lógica de la mecánica de suelos convencional al definir el factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ , como la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante promedio aplicado a través del plano, es decir:

$$F_{LE} = \frac{\Gamma_f}{\Gamma} \quad 4.25$$

Donde

- $\Gamma_f$  Resistencia al corte disponible
- $\Gamma$  Esfuerzo cortante generado bajo la carga aplicada.

$\Gamma_f$  se expresa por el criterio de falla de Mohr- Coulomb y la ecuación puede rescribirse como:

$$F_{LE} = \frac{C + \sigma_n \tan \theta}{\Gamma} \quad 4.26$$

Donde

$\sigma_n$  Esfuerzo que actúa normal con respecto al plano de deslizamiento

#### 4.7.4.4 Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento

Las expresiones que definen  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$  difieren en su concepto de estabilidad al deslizamiento. También difieren en su rigor relativo y sensibilidad a los parámetros de resistencia al corte  $C$  y  $\tan \theta$ . El margen de seguridad aparente en una presa contra una falla de deslizamiento depende de la expresión de estabilidad que se utilice. Identificar la expresión más apropiada requiere evaluar las limitaciones de cada una de ellas para las condiciones prevalecientes, en especial con respecto a la complejidad e integridad de la cimentación. La confianza en la selección de una expresión de deslizamiento depende de la calidad del programa de investigación de la cimentación.

El factor de estabilidad de fricción de corte,  $F_{SF}$ , es muy sensible a los valores utilizados de  $C$  y  $\tan \theta$ . La confianza en este último está a su vez relacionada con la calidad y cantidad de información proporcionada por los ensayos y, por tanto, de lo adecuado de las investigaciones acerca de la cimentación.

El factor de equilibrio,  $F_{LE}$ , es un concepto de origen más o menos reciente. Contempla definiciones más amplias de estabilidad de la práctica de la mecánica de suelos.  $F_{LE}$  comparte las mismas sensibilidades a los parámetros que el factor de fricción de corte y se considera que es más adecuado en presas que yacen sobre cimentaciones de menor calidad.

Debe enfatizarse que los valores de  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$  no se pueden correlacionar directamente. El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados para una presa específica están determinados por el conocimiento de las condiciones por debajo de la interfaz de la base, sin importar la extensión de las investigaciones que se realicen. Estudios completos se requieren para minimizar la incertidumbre con respecto a la presencia de capas de resistencias bajas o inclusiones, o discontinuidades que contengan material de relleno indeseable con la resistencia al corte.