

5. NOCIONES DE ESTABILIDAD DE CORTINAS

5.1 Estabilidad de cortinas de materiales sueltos (graduados)

El diseño de este tipo de cortinas se basa en 3 factores principales:

- Flujo de agua en suelos, características y tratamiento de la cimentación
- Características de los materiales de construcción
- Análisis de esfuerzos y deformaciones
- Riesgo sísmico

En las cortinas de materiales graduados, es un factor primordial el análisis del comportamiento del agua a través de la cortina, de su cimentación y de ciertas zonas del vaso de almacenamiento, debido a que el flujo de agua produce fuerzas o presiones hidrodinámicas que llegan a afectar la estructura. La cimentación de estas cortinas tiene como principal objetivo evitar o controlar las infiltraciones de agua, esto se logra aplicando tratamientos en la cimentación y/o utilizando sistemas de drenaje.

Para el diseño de este tipo de cortinas se requiere un amplio conocimiento de la Geología y Geotecnia de la zona, que indicará la disposición y ubicación del material con que se cuenta y sus propiedades. Conociendo las características de los materiales disponibles para la cortina es posible hacer el diseño de la misma, indicando los métodos y procedimientos constructivos que requiere el material de acuerdo a sus características.

Los esfuerzos y deformaciones que presenta la estructura son calculados por diferentes métodos, en el caso de cortinas de tierra, el más recomendable es el de elementos finitos. Sin embargo, de éste sólo es posible obtener resultados cualitativos, ya que en la unión del suelo y enrocamiento los materiales no cumplen con las leyes constitutivas en su relación esfuerzo-deformación.

Como se ha mencionado antes, el riesgo sísmico en estructuras puede ocasionar su falla. Las cortinas de materiales naturales sueltos no quedan exentas de un análisis sísmico para considerar el efecto de éste en su diseño.

Las cortinas de materiales sueltos, son cortinas flexibles que presentan asentamientos y deformaciones bajo diferentes condiciones y exposición de cargas, por lo que se coloca en ellas instrumentación que permita conocer su comportamiento, prevenir posibles fallas y garantizar su buen funcionamiento y seguridad.

5.1.1 Selección del material a utilizar y su arreglo

La selección de una cortina de materiales naturales, se hace principalmente por la disposición de materiales en el sitio y la factibilidad económica de acarreo y colocación de los mismos, independientemente de los estudios previos que se han mencionado en temas anteriores.

La seguridad de una cortina de este tipo depende tanto de los procesos constructivos como de la calidad de los materiales que se utilizará así como la identificación de fallas geológicas que pongan en riesgo la estabilidad de la cortina. Estos últimos parámetros dependen en gran medida del estudio geológico por lo que una vez más es necesario garantizar la calidad del mismo.

La colocación de los materiales en estas cortinas obedece al tipo de cortina que se haya seleccionado y su disposición del material. Sin embargo, por facilidad la colocación de materiales se describirá para el núcleo impermeable, los respaldos permeables y filtros y transiciones.

5.1.1.1 Núcleo impermeable

La pantalla impermeable que se coloca en estas cortinas, al igual que en las cortinas homogéneas de tierra, se componen por suelos finos, como arcillas y limos, las gravas y arenas son permitidas en combinación con finos siempre y cuando garanticen la permeabilidad y presenten poca compresibilidad de la sección.

Los materiales aceptables son aquellos que tienen origen aluvial, eólico, residual, lacustre o glaciar, su extracción y tratamiento depende en gran parte de su origen. La extracción de un suelo depende principalmente de su homogeneidad y resistencia al ataque con herramientas.

Algunos criterios de selección de maquinaria o equipo de extracción, así como los procesos de extracción de acuerdo al tipo de suelo se describen a continuación.

- Se sugiere utilizar escrepas, extrayendo el material en capas sucesivas, para suelo homogéneo con resistencias bajas. En ocasiones, se requiere ocupar motoconformadora para mezclar materiales.
- Un equipo con cuchilla acoplada a un camión, y con banda transportadora, se sugiere para suelos con resistencias muy bajas al ataque con herramientas, en donde la excavadora avanza a lo largo del corte y por medio de la banda se deposita el material en los camiones.
- La pala mecánica, eléctrica o de motor diesel, cuenta con dimensiones variadas que se eligen de acuerdo al volumen que se desee extraer y la dureza del material. La pala realiza cortes de entre 2.5 y 5 m mezclando los suelos expuestos. Esta herramienta requiere de equipo de acarreo pesado.
- Los explosivos se utilizan para sitios con alta resistencia al ataque, el explosivo rompe las capas para poder extraer el material
- Las retroexcavadoras se seleccionan dada su flexibilidad y velocidad de carga en el transporte de material.

Para facilitar el manejo de esta maquinaria y evitar accidentes deben implementarse caminos de acceso y áreas de trabajo lo suficientemente amplias para maniobras y sitio para reparar descomposturas, (que contempla también el cambio de llantas por su el excesivo desgaste).

Una vez extraído el material, se le da un tratamiento que favorezca su colocación en el terraplén y garantice el buen funcionamiento de la cortina, los parámetros que se cuidan para esta actividad son la humedad y homogeneidad.

Para suelos con humedad menor a la necesaria para su colocación, se sugiere depositar el material en capas de 30 a 50 cm de espesor, someterlo a riegos de aspersión y dejarlo en reposo durante 15 o 30 días.

La humedad de colocación es un parámetro que se fija dependiendo de las características del material y condiciones del terreno, cuando el suelo presenta ya un contenido de agua superior al óptimo, debe diseñarse para tal humedad, ya que no resulta económicamente factible secar el material.

Es requisito indispensable una excelente compactación de los materiales del corazón impermeable junto con el control de la humedad. Para determinar el espesor de las capas y el número de pasadas del compactador y obtener la densidad especificada, se realiza una prueba en el terraplén y en el laboratorio se realiza la prueba proctor. Los resultados de estas pruebas son representados por medio de curvas que muestran el grado de compactación (C) con el número de pasadas del equipo (N), para diferentes espesores de la capa (h) (ver Figura 5.1.1.1), conocidas estas curvas es posible escoger el valor del espesor de las capas y el número de pasadas de acuerdo a las especificaciones de diseño.

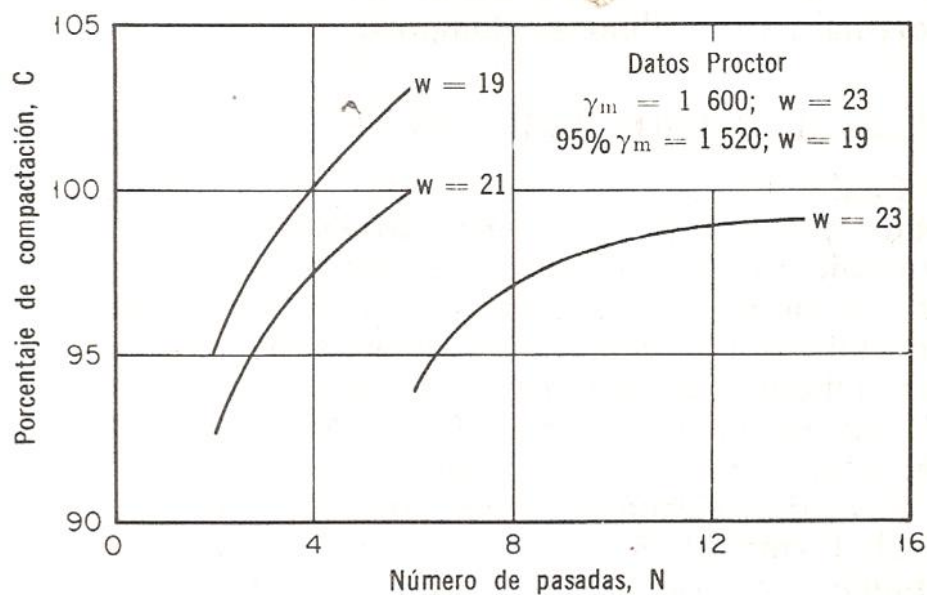


Figura 5.1.1.1 Variación del grado de compactación con el contenido de agua y numero de pasadas en capas, Referencia 13

5.1.1.2 Respaldos permeables

El material que se utiliza en ellos es roca sana y no contaminada, los métodos de explotación están en función de sus fracturamientos en formaciones ígneas y metamórficas, así como de los planos de echado, grietas y cavernas en calizas. Para realizar las perforaciones debe tomarse en cuenta la dureza y abrasividad de la roca.

Es deseable que el material este bien graduado, con un tamaño máximo de 30 cm y se coloca en capas de 50 cm de espesor. Debe quedar libre de materiales cohesivos que son considerados contaminantes, la arena y grava se admiten solamente si fueron consideradas en su diseño.

La protección contra el oleaje se hace para el paramento mojado con fragmentos pesados cuya función principal es proteger a los materiales contra el oleaje. Con excepción del paramento mojado, para cortinas con altura mayor de 100 m se acepta sustituir las secciones de enrocamiento por grava y arena puesto que no contienen finos, tienen una buena granulometría y constituyen masas permeables poco compresibles con una resistencia al corte mayor que la de los enrocamientos comunes.

La explotación de este material se hace a través de una cantera, seleccionada en base a estudios geológicos que garanticen el cumplimiento de las características de las rocas y el contenido de contaminantes. Estos parámetros son útiles para determinar la maquinaria a ocupar, los caminos que ésta necesite, la realización del estudio de factibilidad económica y para la planeación del calendario de actividades.

Para la explotación de la cantera existen dos métodos de ataque:

Bancos escalonados. Se construyen frentes verticales de 5 a 15 m mediante la barrenación de pozos a distancias prefijadas donde se aloja el explosivo seleccionado para el tipo de roca que se desea obtener.

Coyoterías. En éste procedimiento se construyen túneles que crean ramificaciones interiores, donde la roca se fragmenta con la utilización de explosivos. Este método es utilizado cuando se cuenta con formaciones de roca favorables ya que en rocas con formaciones de grietas y cavernas dificultan la explosión necesitando explosiones y equipo auxiliar para la explotación.

La maquinaria necesaria para la carga de material, es, en general, maquinaria pesada como palas mecánicas o excavadoras con descarga lateral, también se usan camiones resistentes que proporcionan una buena velocidad de transportación. Para la colocación del material se utilizan tractores y rodillos vibratorios.

El proceso que se aplica al material extraído tiene como función garantizar una buena granulometría, cuidar que el tamaño máximo de las partículas sea de 30 cm y tener el material libre de contaminantes.

Para lograr la granulometría de las rocas y el tamaño máximo de las partículas se deja pasar por tamices con aberturas máximas de 30 cm. La colocación del material se coloca en dos secciones, en la primera se colocan los materiales finos compactados con equipo vibratorio en las regiones próximas a los filtros o transiciones por capas de 60 cm; y en la segunda sección se colocan los materiales gruesos por volteo en capas muy gruesas, el acomodo del material se hace con tractores de rejas, acarreando el material más grueso a los taludes exteriores de la cortina. Es recomendable utilizar riegos de agua durante la colocación de estos materiales ya que con esto se logra reducir los asentamientos de los respaldos permeables.

5.1.1.3 Filtros y transiciones

El material utilizado para la colocación de filtros debe ser necesariamente un material bien graduado. Para las transiciones, es posible utilizar la rezaga producida en las canteras o material de depósitos aluviales.

La maquinaria recomendable para este material son las retroexcavadoras y camiones volteo de bajas capacidades. Para la extracción de gravas y arenas del cauce se utilizan dragas mecánicas; el equipo de transporte depende mucho del volumen de acarreo y de la distancia del préstamo a la cortina.

Para la colocación de filtros es necesario clasificar el material y obtener la cantidad de material de acuerdo a la granulometría que especifica el proyecto, esta clasificación se lleva a cabo con trituradoras y plantas cribadoras con lavado. El diseño y requisitos para los filtros se mencionan en el inciso 5.1.3.1.

La colocación de las transiciones se hace en capas menores a 30 cm, tendidas con cajas distribuidoras o moto conformadora. El material húmedo es colocado con rodillo vibratorio de 2 toneladas aplicando de dos a cuatro pasadas.

5.1.2 Tipos de falla en cortinas

El conocimiento de las fallas a las que quedan expuestas este tipo de cortinas, están basadas en la experiencia y observación de las presentadas en cortinas semejantes. Las fallas que llegan a presentar este tipo de cortinas son de diferentes tipos al igual que los factores que las ocasionan. El elemento más vulnerable de estas cortinas, son sus materiales de construcción, ya que como se sabe, cuando estos se enfrentan a diversas condiciones de trabajo, su resistencia varía. Las fallas identificadas como las más peligrosas son las siguientes:

Falla por desbordamiento

Esta falla ocurre principalmente por un mal estudio hidrológico, en el cual el gasto de diseño para la obra de excedencias fue menor al ocurrido y el agua vierte sobre la cortina. Este tipo de cortinas no están diseñadas para verter por su cuerpo debido a que el agua erosiona su talud aguas abajo destruyéndola parcial o totalmente.

Falla por tubificación

Este tipo de falla se presenta cuando una partícula de agua atraviesa los granos del suelo, y se muevan dentro de él creando tubos que llegan a cruzar completamente la cortina, cuando el flujo de agua aumenta crea canales que debilitan la cortina llegando a ocasionar su falla. La tubificación suele ocurrir en las cortinas cuando su material no fue compactado suficientemente o por agrietamiento o ruptura de estructuras en el interior de la cortina. En la boquilla de la cortina, la tubificación ocurre cuando el suelo cuenta con estratos permeables. La probabilidad de ocurrencia de este fenómeno depende en gran medida de las propiedades de los suelos, se conoce que los suelos con alta plasticidad presentan mayor resistencia a la tubificación que aquellos no plásticos. Un método para evitar la tubificación es la colocación de filtros graduados en el interior de la cortina, que conducen de manera segura el agua hasta depositarla nuevamente en el río.

Falla por agrietamiento

Los agrietamientos se producen cuando el material de la cortina se enfrenta a esfuerzos de tensión, ocasionados por asentamientos diferenciales ya sea en la cortina o en la cimentación de ésta. Las grietas pueden aparecer casi en cualquier orientación; sin embargo, las más peligrosas son las que se presentan transversalmente al eje de la cortina y se llenan de agua; las fallas longitudinales ocurren comúnmente en la unión de materiales finos y materiales gruesos. En este caso el método que se utiliza para corregir las grietas consiste en excavar sus contornos y rellenarlos de material bien compactado y sellado.

Falla por deslizamiento de taludes

El diseño de cortinas de materiales naturales se basa en evitar este tipo de fallas debido a que es la falla más vulnerable a la que se enfrentan. Afortunadamente, los estudios de estabilidad de taludes proporcionan métodos para el análisis y cuantificación de la estabilidad ante este tipo de fallas. Este tipo de fallas se presentan ya sea durante la construcción de la cortina, en la operación de la presa o debido a un vaciado rápido de la misma. Los deslizamientos del talud aguas arriba, no traen consigo el colapso de la cortina, los principales efectos que ocasionan es tapar los conductos o galerías. El método más utilizado para hacer este análisis es el de los círculos de falla.

Fallas por licuación

El fenómeno de licuación se presenta en arenas y limos cuando la presión del fluido aumenta por la aplicación de algún tipo de fuerza, en el caso de cortinas la licuación se presenta por el paso de ondas sísmicas; cuando esto ocurre el contacto entre los granos disminuye y se comporta como un líquido denso que provoca deslizamientos en laderas.

Fallas sísmicas

La presencia de un sismo, favorece la aparición de algunas fallas ya antes mencionadas, las más comúnmente encontradas son la aparición de grietas, licuación y asentamientos. En base a

comportamientos previos de este tipo de cortinas durante sismos, se ha observado una tendencia más destructiva en cortinas bajo una frecuencia sísmica baja y un período largo que aquellas que se encuentran más cerca del epicentro.

Fallas por vaciado rápido

Este tipo de fallas tienen como consecuencia el deslizamiento del talud aguas arriba. Estos deslizamientos rara vez se presentan dos veces y lo hacen con velocidades lentas. La mayoría de estas fallas llegan a ser profundas hasta llegar al terreno de cimentación o a dañar la mitad del ancho de la corona. Principalmente, se presentan en arcillas de alta plasticidad y con considerables contenidos de agua.

5.1.3 Criterios de diseño y efecto del agua en el material de construcción

El diseño de las cortinas de materiales naturales se basa únicamente en evitar fallas que se han presentado en cortinas de este tipo, estos diseños analizan las condiciones siguientes:

- Estabilidad contra flujo incontrolado y permeabilidad de los filtros
- Estabilidad por deslizamientos de taludes
- Diseño sísmico

5.1.3.1 Efectos del flujo incontrolado y permeabilidad de los filtros

Uno de los factores que ocasiona mayores problemas en la estabilidad y problemas en el funcionamiento de las cortinas es el flujo de agua incontrolado quien provoca la tubificación, agrietamiento o supresión excesiva; las cuales en condiciones desfavorables y sin un control adecuado llegan a ocasionar el colapso de la estructura.

El flujo del agua se analiza para las condiciones siguientes:

- Permeabilidad del vaso
- Tubificación
- Agrietamiento de la cortina
- Diseño de filtros
- Capacidad y retención en el drenaje de los filtros

La permeabilidad del vaso se analiza para saber si se tienen grietas o material soluble al agua que ocasionen fugas y que eviten el correcto almacenamiento del agua. Para evitar que esto se presente es recomendable hacer un buen estudio geológico que permita conocer fallas potenciales y proponer para ellas algún tratamiento que impida las fugas.

La tubificación, como ya se mencionó ocurre por el movimiento del agua dentro de las partículas del suelo creando canales que llegan a atravesar la cortina produciendo su falla. Este tipo de fenómenos se evita ya sea resolviendo la ecuación del flujo de agua y usando una red de flujo,

para la cortina o cimentación y calculando con esta el gradiente hidráulico para factorizarlo y proponer alguna solución física contra tubificación. Sin embargo, un análisis numérico no es cien por ciento confiable debido a que hay algunas características del suelo que no se presentan para toda la zona; otro método para evitar la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la cortina, estos filtros son diseñados a partir de la granulometría del suelo y se considera que no existe contribución de la cohesión del material protegido o se desprecia la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración.

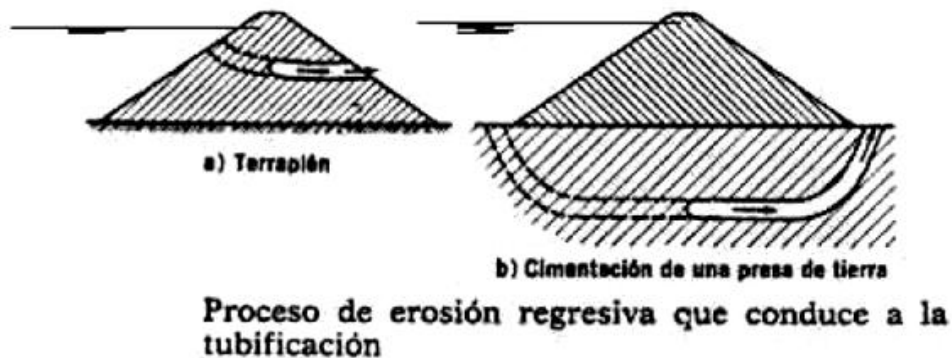


Figura 5.1.3.1 a) Tubificación Retrograda, Referencia 13

La supresión excesiva se presenta en casos donde el estrato superficial es de muy baja permeabilidad y la supresión llega a ser tan grande que lo rompe o llega a poner en peligro la estabilidad de la cortina. Para evitar que este tipo de fenómenos se presente se deben mantener supervisadas y aforadas las salidas de agua a la salida de esta para localizar indicios de erosión interna, se recomienda también instalar piezómetros que permitan conocer la estabilidad de los estratos superficiales. Otro método para disminuir este riesgo es instalar pozos de alivio que corten los estratos en todo su espesor para que las presiones se reduzcan a través de él.

Las causas principales de agrietamiento en las cortinas son las siguientes:

- Presencia de tensiones y/o flexiones en zonas impermeables
- Asentamientos diferenciales en la boquilla
- Baja calidad y nula supervisión en los procesos constructivos
- Deflexiones por movimientos sísmicos

Como se mencionó anteriormente, las grietas transversales son las más peligrosas, se presentan cuando los estratos tienen diferente compresibilidad, en cambios bruscos en la boquilla que provocan asentamientos en el corazón impermeable y tensiones en la zona de la corona. Para disminuir la probabilidad de ocurrencia de grietas se puede dar una ligera convexidad a las secciones horizontales de la cortina hacia aguas arriba y con esto reducir el peligro de tensiones en las porciones impermeables del dique en operación. El riesgo de agrietamiento transversal aumenta cuando se disminuye el espesor del corazón impermeable, por lo que se recomienda

para cortinas de altura media, que éste no sea inferior al quince o veinte por ciento de la carga hidráulica, las grietas longitudinales son menos comunes, sin embargo llegan a presentarse en cortinas de sección compuesta con un núcleo impermeable y rezaga en sus paramentos, algunas evidencias indican que la colocación de filtros continuos aguas abajo reducen las filtraciones y el riesgo de presentar este tipo de grietas.

Existen filtros que se colocan aguas arriba del corazón impermeable, en los cuales su función principal consiste en sellar cualquier grieta en de la zona impermeable penetrando en ella bajo la acción del flujo del agua; el diseño de ellos se basa en utilizar material granular libre de finos contruidos con un espesor que sea capaz de rellenar la grieta.

Los filtros colocados aguas abajo tienen como principal función impedir el arrastre de partículas que produce la filtración de agua y desalojar únicamente el agua filtrada. El diseño de los filtro aguas abajo requiere cumplir con cierta granulometría, con un gran espesor y no contener finos. En la Referencia 13, se propone el método siguiente para garantizar la capacidad de retención y drenaje de los filtros.

El diseño de los filtros se basa en los criterios siguientes:

- a) La eficiencia en la permeabilidad de cualquier filtro debe ser mayor que la del suelo que lo protege
- b) Se busca que la permeabilidad K del filtro sea 100 o más veces mayor que la del suelo ($k_{\text{filtro}} \geq 100 k_{\text{suelo}}$)
- c) Los poros del filtro deben ser lo suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material del núcleo

Para garantizar las condiciones de permeabilidad y capacidad de retención que debe cumplir el filtro debe cumplirse la condición siguiente, con la cual se garantiza que el suelo cumple con las características granulométricas necesarias para proteger el suelo de la cortina.

$$\frac{D_{15}(\text{del filtro})}{D_{85}(\text{del suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{del filtro})}{D_{15}(\text{del suelo})} \quad (5.1.3.1 \text{ a})$$

La condición anterior debe satisfacerse ante todo para materiales adyacentes. Las dimensiones de los filtros y las zonas de transición deben fijarse en atención a diversas consideraciones.

Por facilidad de construcción y para evitar las consecuencias de la contaminación, no es recomendable colocar filtros de espesor inferior a un metro, a menos que se empleen procedimientos de colocación especiales.

La capacidad hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una cortina. El caso más general de filtro de una cortina de tierra es como se muestra en la Figura 5.1.3.1 b).

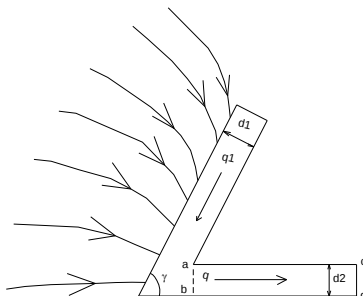


Figura 5.1.3.1 b) Condiciones de un flujo para diseño de un filtro, Referencia 13

En cuanto al filtro inclinado, la porción inferior de él está sometida al máximo flujo de agua. Considerando que en esta porción el flujo se aproxima a uno paralelo y uniforme en la dirección indicada por flecha, entonces por la ley de Darcy, el espesor mínimo del filtro inclinado con permeabilidad k debe ser

$$(d_1)_{\min} = \frac{q_1}{k \sin \gamma} \quad (5.1.3.1 \text{ b})$$

donde $q_1 < q$; siendo q el gasto total hacia el filtro, por unidad de longitud de la presa, calculando a partir de la red de flujo. Incluyendo un factor de seguridad próximo a 2, se tiene

$$(d_1)_{\min} = \frac{q_1}{k \sin \gamma} \quad (5.1.3.1 \text{ c})$$

El gasto por unidad de longitud de cortina (q_h que puede pasar a través del filtro horizontal esta dado, por la fórmula da Dupuit

$$q_H = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2L} \quad (5.1.3.1 \text{ d})$$

donde h_1 y h_2 son las cargas hidráulicas en las secciones a-b y c-d, respectivamente. Imponiendo la condición de que la carga de agua en la salida del filtro sea nula, y suponiendo que el filtro inclinado tiene dimensiones adecuadas, entonces $(h_1)_{\max} = d_2$ y $h_2 = 0$, por lo que, incluyendo un factor de seguridad de 2 en el gasto, se tiene

$$d_2 = \sqrt{\frac{4qL}{k}} \quad (5.1.3.1 \text{ e})$$

Finalmente, en los filtros o transiciones cuya función principal es proteger a la cortina contra una falla catastrófica por agrietamiento, el espesor necesario no se puede cuantificar sino empíricamente, y debe ser bastante amplio para eliminar riesgos excesivos.

5.1.3.2 Estabilidad por deslizamientos de taludes

Como ya se mencionó en las fallas por deslizamiento, éstas llegan a presentarse durante la construcción de la cortina o en la operación de la presa o debido a un vaciado rápido de la misma.

Cuando los deslizamientos se presentan durante la construcción, llegan a ser menos perjudiciales que cuando la cortina está totalmente terminada y en funcionamiento. Sin embargo, durante la construcción las presiones que actúan contra el fluido que llena los poros del suelo, es decir las presiones de poro o presiones neutrales, alcanzan valores mayores que durante otros procesos.

El cálculo de las presiones de poro durante la construcción está basado principalmente en la experiencia adquirida en la construcción de otras cortinas de este tipo, ya que un análisis de estas contiene muchos factores de gran variabilidad como son como la realización de los trabajos con clima húmedo o seco o la calidad de compactación durante el proceso constructivo. Con ello es posible hacer una estimación de las presiones de poro, en pruebas de laboratorio, midiendo la presión neutral que se desarrolla en los especímenes compactados como lo estará el suelo de la cortina y sujetos a pruebas de carga creciente que simulen la secuencia de la construcción.

El Bureau of Reclamation de EUA, propone el método siguiente para estimar las presiones neutrales; este método se basa en las leyes de Boyle-Mariotte y Henry aplicadas a los problemas de compresión de suelos saturados.

A continuación se muestra el método, simplificado (Referencia 4).

El método está fundamentado en las hipótesis siguientes:

- a) En el terraplén habrá sólo desplazamientos verticales.
- b) Se conoce la relación entre la compresión volumétrica del terraplén y los esfuerzos efectivos en la masa del mismo.
- c) Las presiones en el aire y en el agua que ocupan los vacíos del suelo son las mismas e iguales a la atmosférica en el instante de la colocación del material en el terraplén.
- d) Lo que el terraplén disminuye de volumen a un cierto nivel, bajo el peso del material suprayacente, es igual al que comprime el aire en el suelo, más el volumen liberado por el aire que se disuelve en el agua.
- e) Las leyes de Boyle Mariotte y Henry son válidas para los procesos de compresión y solución.
- f) No ocurre ninguna disipación de la presión neutral por drenaje de agua durante la construcción.

A partir de las hipótesis anteriores se obtiene una ecuación que relaciona la presión neutral en el agua dentro de la cortina con el asentamiento de la misma.

$$u = \frac{p_a \Delta}{V_a + 0.002 V_w - \Delta} \quad (5.1.3.2 a)$$

donde

u presión neutral que se desarrolla en el agua (N/m^2)

p_a presión atmosférica (N/m^2)

Δ compresión del terraplén, expresada como un porcentaje del volumen inicial del mismo (%)

V_a volumen del aire que ocupan los vacíos del suelo en estado libre inmediatamente después de la colocación en el terraplén, expresado como un porcentaje del volumen inicial total del mismo (%)

V_w volumen del agua de los vacíos, descrito como un porcentaje del volumen inicial total del terraplén (%)

Los valores de volumen deben estimarse con base en pruebas de compactación o en experiencias previas. El valor de Δ puede establecerse con base en pruebas de consolidación o también con base en experiencias anteriores

Cuando por efecto de los pesos suprayacentes que se van acumulando, el material en un cierto punto de la cortina se satura, el valor de la compresión Δ deviene al valor de V_a y, por lo tanto, con base a la ecuación 5.1.2 f puede establecerse la presión neutral en ese momento, que es la presión que hace que todo el aire entre en solución en el agua y queda expresado con la ecuación siguiente.

$$u = \frac{p_a V_a}{0.02 V_w} \quad (5.1.3.2 \text{ b})$$

En algunas cortinas se ha medido con piezómetros el contenido de agua en la compactación de distintas etapas de la construcción, para tener un parámetro comparativo entre los resultados teóricos y los reales. Algunos resultados obtenidos de estas comparaciones arrojan resultados favorables con lo que puede tenerse una mayor seguridad al aplicar este método. Un ejemplo de esto es la aplicación del criterio de los esfuerzos efectivos los cuales son calculados con las presiones neutrales que se esperan en los suelos finos de la cortina y se analiza con éstos las condiciones necesarias para que la cortina cumpla con la estabilidad; por otro lado si se utiliza el criterio de esfuerzos totales, utilizando las resistencias obtenidas en laboratorio al llevar a la falla algunas series de especímenes; las presiones neutrales que se consideran son las correspondientes al estado de falla del terraplén. Para estos casos como se consideran distintos esfuerzos, los factores de seguridad que se utilizan varían y su diferencia depende principalmente del tipo de suelo; las mezclas bien graduadas de grava, arena y arcilla se expanden bajo esfuerzo cortante reduciendo su presión neutral; por el contrario, para arcillas puras el esfuerzo cortante produce importantes aumentos en la presión neutral.

Es aceptable utilizar un criterio de este tipo debido a que las fallas durante la construcción no son relativamente costosas ni producen daños de grandes magnitudes, es por ello que los factores de

seguridad pueden ser relativamente bajos en comparación con aquellos recomendados para la estabilidad de taludes.

A diferencia de las fallas durante la construcción; el deslizamiento de taludes bajo condiciones de trabajo de la presa trae consecuencias mucho más catastróficas, por los que los criterios de diseño ante esta condición son considerablemente más estrictos.

Debido a que no se conocen fallas en el paramento mojado para esta condición, el análisis se enfoca a garantizar la estabilidad en el talud aguas abajo.

Cuando el embalse se encuentra lleno, la cortina experimenta presiones neutrales debidas a la filtración del agua por efecto de la gravedad y a cambios volumétricos en los vacíos debidos a esfuerzos totales. El análisis se basa en utilizar el criterio de los esfuerzos efectivos con las presiones neutrales de la red de flujo del agua que se infiltra por gravedad. El análisis se presenta en la Referencia 4. Sin embargo, como ya se mencionó las presiones neutrales dependen del tipo de material que se tenga y para arcillas muy blandas plásticas la estimación de la presión neutral a partir de la red de flujo no garantiza la seguridad, para estos casos se utiliza el criterio de esfuerzos totales determinado por medio de pruebas rápidas-consolidadas, aplicando a los especímenes presiones neutrales para simular el flujo de agua en la cortina y en la cimentación.

Se recomiendan las relaciones de permeabilidad horizontal respecto a la vertical, para considerar el grado de anisotropía en el trazo de las redes de flujo, ver Tabla 5.1.3.2

Descripción de los suelos en el área de préstamo	Relación K_{horiz}/k_{vert} a considerar
Depósitos muy uniformes de suelos finos (CL,ML)	9
Depósitos muy uniformes de materiales gruesos con finos (GC y GM)	25
Depósitos muy erráticos	100 ó mayor

Tabla 5.1.3.2 Grado de anisotropía, Referencia 4

La selección del factor de seguridad para las condiciones de deslizamiento de taludes a embalse lleno, depende en gran medida del método de cálculo para los esfuerzos y de los procedimientos de cálculo utilizados, por lo que se sugiere que éste factor tenga mínimamente un valor de 1.5.

El vaciado rápido de una presa, se presenta cuando el agua desciende más rápidamente de lo que se disipan los excesos en la presión neutral en el cuerpo de la cortina. Los deslizamientos producidos a causa de este efecto se han presentado en el paramento mojado de las cortinas, y suelen presentarse en los primeros años de operación y en cortinas construidas con suelos muy finos y altamente plásticos. No se tienen datos de alguna cortina que haya sufrido colapso debido a esta condición, sin embargo los deslizamientos más importantes que se han presentado

alcanzaron velocidades de descarga del orden de 20 o 30 cm por día y vaciados desde el nivel máximo hasta la mitad de altura estructural de la cortina.

Un vaciado rápido ocasiona un aumento del peso específico del suelo debido a que el grado de saturación de éste es mayor que al término de la construcción generando altas presiones en el talud aguas arriba.

Para esta condición, se analizan el criterio de esfuerzos totales y el de esfuerzos efectivos; en el primero la resistencia del suelo se conoce por medio de pruebas rápidas consolidadas mientras que en el cálculo de los esfuerzos efectivos las presiones neutrales son calculadas del estudio de la red de flujo que se establece durante el vaciado rápido, (Referencia 4).

5.1.3.3 Métodos de análisis de estabilidad de cortinas de materiales naturales

Juárez Badillo (Referencia 4) propone tres análisis típicos para realizar el análisis de estabilidad en cortinas de materiales naturales los cuales son descritos a continuación.

Método de dovelas

El método supone una superficie de falla curva, no necesariamente circular, la masa deslizante se divide en dovelas de cualquier ancho, en las que el arco y la cuerda subtendidas en la base de la dovela no difieran grandemente en longitud; la base de la dovela debe desarrollarse en material de un solo tipo, se supone que ya está trazada la red de flujo en el corazón de la presa, así podrán conocerse las presiones en el agua para cualquier punto del corazón o núcleo, ver Fig. 5.1.3.3 a).

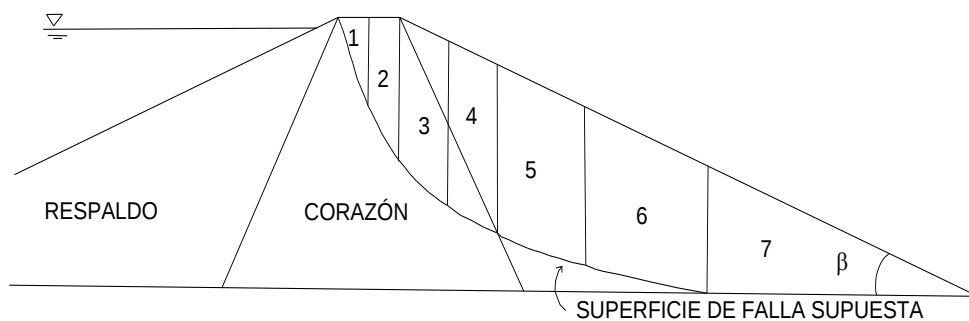


Figura 5.1.3.3. a) Superficie de falla y dovelas par un análisis de estabilidad, Referencia 4

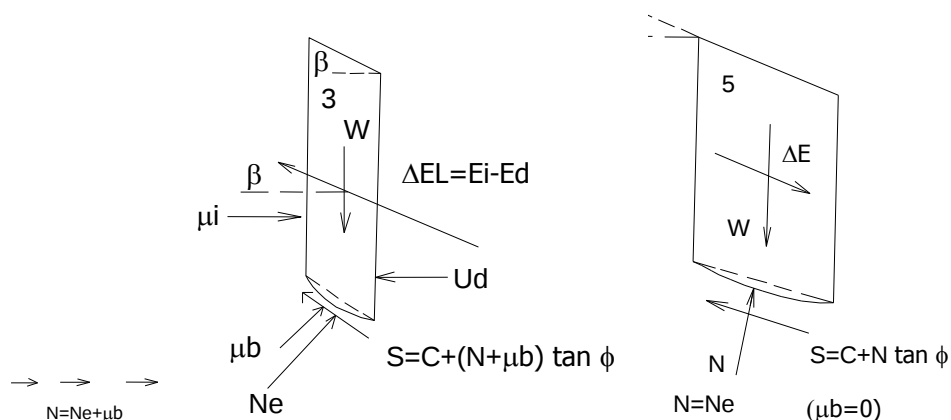


Figura 5.1.3.3. b) Diagramas de dos dovelas, Referencia 4

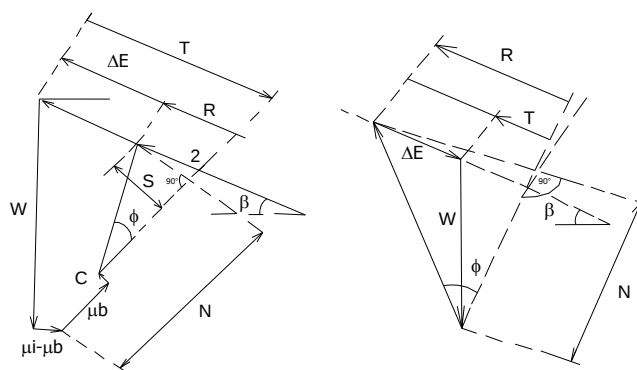


Figura 5.1.3.3. c) Diagramas para efectuar el análisis por el método de dovelas, Referencia 4

El paso siguiente es el cálculo de las fuerzas actuantes en cada dovela, como son:

- El peso de la dovela y el agua contenida en él (w)
- Las fuerzas ejercidas por la presión del agua (a la izquierda, derecha y base de la dovela) (U)
- Fuerza de cohesión en la base de la dovela en el instante de falla incipiente (C)

Las fuerzas ejercidas por la presión del agua se calculan multiplicando la presión media del agua sobre la cara de la dovela que se trate, obtenida de la red de flujo, por el área de la cara.

Con referencia a la Figura 5.1.3.3, se analizan la condición en el corazón con las fuerzas actuantes y una dovela en el respaldo permeable no sujeta a las fuerzas actuantes, en un suelo puramente friccional.

Iniciando el análisis para la dovela en el respaldo permeable, las fuerzas que obran en la cara de la dovela son:

- Fuerzas laterales efectivas por acción de las dovelas vecinas (E)
- Fuerza normal efectiva en la base de la dovela (Ne)
- Fuerza tangencial en la base por efecto de la fricción a lo largo del fragmento de la superficie de falla. (S)

La fuerza resultante de Ne y la fuerza tangencial, deben formar un ángulo Φ con la normal a la base de la dovela.

Se supone que las fuerzas laterales efectivas tienen la misma dirección e inclinación, por lo que sólo interesa conocer su diferencia (ΔE)

Trazando el polígono dinámico con las fuerzas conocidas en magnitud y posición y con las conocidas sólo en dirección se pueden conocer las magnitudes de ΔE , Ne y S.

Para la dovela en el corazón de la cortina, el polígono dinámico se traza colocando en primer lugar el peso, seguido de la diferencia de fuerzas laterales debidas al agua, posteriormente se colocó la fuerza en la base causada por el agua y C, la fuerza de cohesión en la misma superficie. Todas estas fuerzas son conocidas en magnitud y dirección. Por el origen del vector W, se trazó una paralela a la pendiente media del paramento de la cortina correspondiente a la dirección supuesta para ΔE y por el extremo de la fuerza C, se trazó una línea formando un ángulo Φ con la dirección normal a la base de la dovela. El punto de intersección de de estas dos líneas determinan la magnitud de las fuerzas Ne y S. La componente normal total será la suma de Ub + Ne.

Posteriormente, el método supone que no existe resistencia en la base de la dovela; entonces para cerrar el polígono dinámico, la fuerza normal en dicha base tendría que crecer hasta llegar al punto 2, o sea que para que la dovela se mantenga en equilibrio debe actuar una fuerza con sentido 2 a 1 en la dirección ΔE , de esta manera la fuerza T en sentido de 1 a 2 es la desequilibrante total en la dirección de las fuerzas laterales que tendería a deslizar la dovela.

Para el caso de la dovela 4, una parte de T esta contrarrestada por ΔE , la otra parte deberá ser equilibrada por la resistencia en la base de la dovela, que hasta este momento se supuso nula. Al tomar en cuenta esta resistencia tangente a la base S, la fuerza N ya no llega hasta el punto 2, sino que únicamente alcanza el punto 3, en el que se cierra el polígono.

La fuerza R en la dirección de ΔE cuya componente en la dirección de la base de la dovela es E, será la fuerza que, al fin de cuentas tenga que desarrollarse colineal con ΔE para contrarrestar a T y evitar el deslizamiento.

En el caso de la dovela 6, la construcción es completamente análoga y R equilibra a la suma de T y ΔE , la que ahora resultó desfavorable al equilibrio de la dovela.

El factor de seguridad para este método en cortinas ordinarias debe cumplir:

$$FS = \frac{\sum R}{\sum T} > 1.5 \quad (5.1.3.3 a)$$

Método de la cuña

En este método la parte del talud se considera como una masa hipotética deslizante, una masa que se divide en dos cuñas, la superior se llama actuante o activa y la inferior la resistente o pasiva. Cuando se consideran tres cuñas, la intermedia se denomina el bloque deslizante. En este método de análisis, la superficie de falla potencial se considera formada por una serie de planos. El método se aplica sobre todo en dos casos:

- 1) Cuando existe un estrato débil y delgado en la parte superior del terreno de cimentación (Figura 5.1.3.3 d))
- 2) Cuando el terreno de cimentación es roca muy resistente, que no se puede ver envuelta en la falla y la presa tiene un corazón de material fino e impermeable con grandes respaldos de material granular compacto (Figura 5.1.3.3 e))

En el primer caso la falla ocurrirá probablemente sobre el estrato débil y a lo largo del mismo; en el segundo caso se cree que la superficies de falla aún la parte que se desarrolla en el respaldo granular, queda bien representada por un plano.

El problema se ataca en los dos casos y el factor de seguridad se obtiene siguiendo el método de las dovelas, con la diferencia que ahora se trabajará con dos o tres grandes cuñas en lugar de varias dovelas. Alternativamente, para el caso mostrado en la figura 1, puede utilizarse una secuela de cálculo análoga a la explicada para la falla translacional en el capítulo V, en este caso se procede con los pasos siguientes:

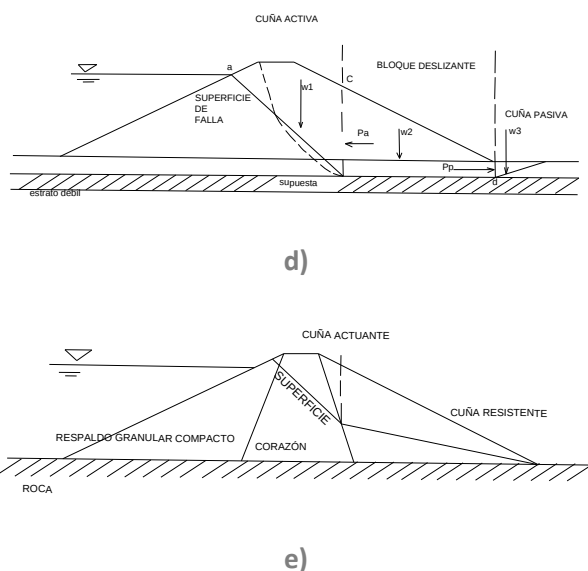


Figura 5.1.3.3 Secciones para el análisis, Referencia 4

- 1) Se supone que se ha desarrollado la suficiente deformación horizontal como para que la cuña activa y pasiva estén en estado de falla inicial.
- 2) Se supone que en las superficies bc y ed (Figura 5.1.3.3 d)) se desarrollan fuerzas horizontales iguales a los empujes activo y pasivo respectivamente, calculados con la teoría de Rankine. Estas fuerzas son P_a y P_p
- 3) Se define un factor de seguridad para el bloque central deslizante como:

$$FS = \frac{R}{P_a - P_p} \quad (5.1.3.3 \text{ b})$$

donde

R fuerza de resistencia al deslizamiento que se desarrolla en la base del bloque central (N)

$$R = C_{bd} + (W_2 - U_{bd}) \tan \varphi \quad (5.1.3.3 \text{ c})$$

donde

C_{bd} fuerza de cohesión a lo largo de la superficie bd (N)

W_2 peso del bloque central deslizante (kg)

U_{bd} fuerza boyante (de flotación) producida por las presiones neutrales que existan en el estado débil (N)

El método debe desarrollarse por tanteos, suponiendo varias combinaciones de planos constituyendo una superficie de falla y buscando el mínimo factor de seguridad que, en ningún caso deberá ser menor a 1.5.

En ocasiones, para un caso dado se obtiene un factor de seguridad menor si se considera que la superficie ab es curva (por ejemplo un arco de círculo). En tal caso la fuerza P_a actuante sobre el bloque central deslizante, se calcula dividiendo la cuña activa en dovelas y aplicando el método sueco modificado con fuerzas laterales en las dovelas, como se mencionó en el cálculo por medio de dovelas.

Sin embargo, los métodos que evalúan la probabilidad de falla catastrófica y de daños en la cortina, por medio de sus esfuerzos y deformaciones son únicamente dos: el método de elementos finitos y el método de modelos físicos; ambos basados en la teoría de similitud, la descripción del método se realiza en el tema 5.2.4.3 para cortinas de arco, sin embargo a modo de introducción se describirá brevemente su objetivo.

El método de elementos finitos considera a la cortina formada por un conjunto de elementos definidos geométricamente que se encuentran ligados entre sí por medio de nodos y sus desplazamientos se miden en función de los desplazamientos de sus nudos. Sus desplazamientos

son analizados respecto a un nodo y posteriormente se relacionan con las fuerzas actuantes por medio del principio de trabajo virtual que calcula los desplazamientos

5.1.3.4 Análisis sísmico

Como se mencionó con anterioridad, la presencia de un sismo en una cortina da pie a fallas de diversos tipos, entre ellas deslizamientos y agrietamientos que llegan a poner en riesgo la estabilidad y funcionamiento de la cortina.

Algunos estudios realizados, demuestran que el método más efectivo para revisión por sismo en este tipo de cortinas es el obtenido por medio de elementos finitos, la descripción del análisis dinámico realizado por este método se puede consultar en el inciso 5.3.6.2. A continuación se describen métodos simplificados propuestos por Juárez Badillo (Referencia 4) para considerar los efectos sísmicos en este tipo de cortinas. Estos métodos no arrojan resultados tan efectivos como los que se obtienen a través de un análisis por elemento finito sin embargo proporciona resultados rápidos y razonables.

Es posible realizar un análisis sísmico para cortinas de materiales graduados tomando en consideración que para que una cortina de tierra tenga resistencia dinámica debe considerarse un margen de seguridad para la resistencia estática, sin embargo las propiedades mecánicas de los suelos no son iguales a las de un análisis estático puesto que el sismo puede reducir la resistencia al esfuerzo cortante y aumentar las presiones neutrales.

Considerando el material de la cortina como un material indeformable a cualquier esfuerzo por abajo del nivel de falla se analizan 3 métodos de análisis estático haciendo intervenir en ellos los efectos dinámicos, representados por fuerzas:

- a) Según la superficie circular
- b) Según un plano de deslizamiento
- c) Deslizamiento por translación horizontal del conjunto del terraplén

Deslizamiento según una superficie circular

Para este análisis se toman las consideraciones siguientes:

- Existe una fuerza N_w que contribuye a aumentar el momento motor.
- La fuerza dinámica de la masa deslizante (F) causada por el sismo, será la masa de la misma (M) multiplicada por la aceleración máxima del sismo (Ng)
- La resistencia al esfuerzo cortante disminuye a un valor S_d para considerar el aumento de presión en el suelo, y ésta afecta el momento resistente.

La condición más crítica para N_w , es la que genera el momento motor máximo cuya trayectoria coincidiría con el círculo de falla, por lo que se considera que N_w actúa perpendicularmente al radio del círculo.

Como el sismo puede obrar en cualquier dirección, la dirección más crítica para N_w será aquella para la que su momento motor sea máximo, por lo que es aceptable considerar a dicha fuerza actuando normalmente a la línea OG, ver la Figura 5.1.3.4 a) ; desde luego N_w debe pasar por G, por ser una resultante de fuerzas traslacionales de inercia.

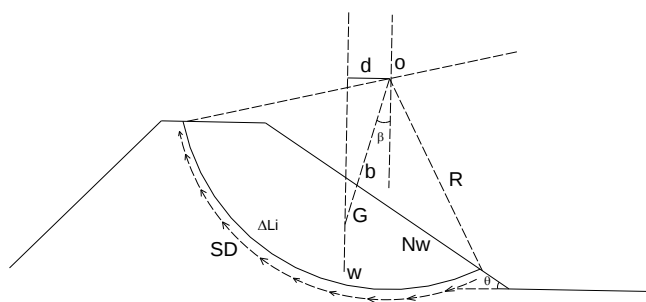


Figura 5.1.3.4 a) Mecanismo de falla circular, Referencia 4

El factor de seguridad puede escribirse:

$$\overline{FS'} = \frac{M_R}{M_M} = \frac{R \sum S_{di} \Delta L_i}{Wd + Nw * b} \quad (5.1.3.4 a)$$

donde

$\overline{FS'}$ factor de seguridad dinámico (1)

S_d resistencia disminuida (kg)

R radio del círculo de falla (m)

ΔL diferencial del arco de falla (m)

W peso de la masa de deslizamiento (kg)

d brazo de palanca del peso respecto a O (m)

N aceleración sísmica (m/s)

b brazo de palanca de N_w (m)

M_R momento resistente (kg*m)

M_M momento actuante (kg*m)

Si N_{max} es el valor más grande de N que puede resistir el talud ($\overline{FS'}=1$), se tiene:

$$R \sum S_{di} \Delta L_i = Wd + N_{max} W * b \quad (5.1.3.4 b)$$

Llevando 5.1.3.4 b en 5.1.3.4 a

$$\overline{FS'} = \frac{Wd + N_{\max} W \cdot b}{Wd + NW \cdot b} \quad (5.1.3.4 \text{ c})$$

Despejando $N_{\max}$ se tiene:

$$N_{\max} = \frac{\overline{FS'} (Wd + NWb) - Wd}{Wb} \quad (5.1.3.4 \text{ d})$$

de donde

$$N_{\max} = N\overline{FS'} + (\overline{FS'} - 1) \frac{d}{b} = N\overline{FS'} + (\overline{FS'} - 1) \text{sen } \beta \quad (5.1.3.4 \text{ e})$$

Pues si $N=0$, la fuerza $NW=0$ y el $\overline{FS'}$ pasará a ser $\overline{FS}$.

Para el caso especial de $N=0$, resulta:

$$N_{\max} = (\overline{FS} - 1) \text{sen } \beta \quad (5.1.3.4 \text{ f})$$

Si $N=0$, la fuerza $NW=0$ y el $\overline{FS'}$ pasará a ser $\overline{FS}$. Aparentemente, la formula (5.1.3.4 f) resuelve el problema en forma inmediata aplicando métodos estáticos y trabajando con el círculo más crítico del talud obtenido con tales métodos; en efecto, definido dicho círculo, sin tomar en cuenta NW , pero trabajando con la resistencia dinámica Sd , $\overline{FS}$ y β son conocidos entonces, con la expresión (5.1.3.4 f) puede obtenerse una $N_{\max}$, coeficiente de aceleración máxima de temblor que puede resistir el talud. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el círculo crítico con el que se trabajó siguiendo este método supuso $N=0$ y que al considerar que existe una fuerza adicional $N_{\max} \cdot W$, en general, dicho círculo debe cambiar, por lo que el procedimiento anterior queda sin base. En realidad, lo que debe hacerse es suponer un valor de N en la ecuación (5.1.3.4 a); encontrar el círculo crítico para esas condiciones, obteniendo así el $\overline{FS'}$; con este valor puede calcularse $N_{\max}$ en la ecuación (5.1.3.4 e). Si el valor de $N_{\max}$ así obtenido coincide con el de N supuesto, se habrá llegado a la solución del problema; en caso contrario se requerirán nuevos tanteos, hasta llegar a ambos valores sean semejantes.

Es muy frecuente la siguiente alternativa de análisis: en una cierta región se sabe que el máximo coeficiente sísmico es N . Con este valor y un análisis estático, puede encontrarse $\overline{FS'}$; según la expresión (5.1.3.4 a). Si este factor de seguridad es aceptable, el diseño es correcto. Para muchos autores, un valor $\overline{FS'} = 1.3$ es aceptable en cortinas de altura media.

Deslizamiento según un plano

El método considera un ángulo $\alpha = \theta$ que define un plano de deslizamiento crítico para un suelo puramente friccionante.

En condiciones estáticas, la fuerza normal actuante sobre un plano con inclinación α es igual a $W \cos \alpha$ y la fuerza tangencial que propicia el deslizamiento es $W \sin \alpha$. De ahí, definido un factor de seguridad como la fuerza resistente entre la fuerza que tiende a hacer deslizar el prisma, será:

$$FS = \frac{W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (5.1.3.4 g)$$

Por tanto, el plano crítico que da FS mínimo se tendrá para el máximo α posible, que es θ , según la Figura 5.1.3.4 b)

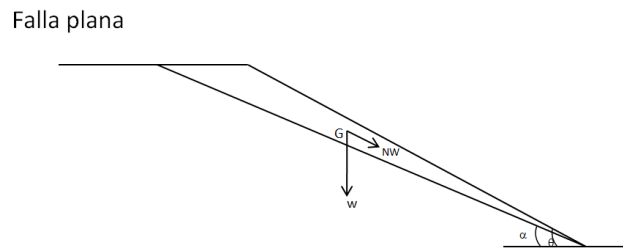


Figura 5.1.3.4 b) Mecanismo de falla plana, Referencia 4

Entonces

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (5.1.3.4 h)$$

Al sobrevenir el sismo además de la fuerza $W \sin \theta$, en el plano crítico actuará la fuerza NW (cuya dirección más crítica es la paralela a la línea del talud). Si se llama $N_{\max}$ al máximo coeficiente sísmico que puede soportar el talud, puede escribirse.

$$W \sin \theta + N_{\max} W = W \cos \theta \tan \phi \quad (5.1.3.4 i)$$

donde

$$N_{\max} = \tan \phi \cos \theta - \sin \theta = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \sin \theta - \sin \theta \quad (5.1.3.4 j)$$

$$N_{\max} = (FS - 1) \sin \theta \quad (5.1.3.4 k)$$

donde

FS factor de seguridad estática y dinámica para materiales friccionantes gruesos

El plano crítico en condiciones dinámicas sigue siendo el paramento del talud y la fuerza NW equivale a inclinar y a variar en algo la magnitud de la fuerza W.

Deslizamiento de conjunto

Se analiza la posibilidad de deslizamiento del terraplén como un conjunto a lo largo de la superficie horizontal AB, suponiendo que se han formado grietas que van de la superficie del suelo al nivel de dicho plano como se muestra en la Figura 5.1.3.4 c)

En condición de equilibrio estático, anterior al temblor, puede suponerse sin grave error que no actúan esfuerzos cortantes en el plano AB, por lo que en el momento en que ocurre el sismo, las únicas fuerzas que actúan horizontalmente para tender a hacer deslizar el terraplén son las fuerzas de inercia en las masa deslizante, cuya resultante, NW, debe pasar por G, centro de gravedad de la masa.

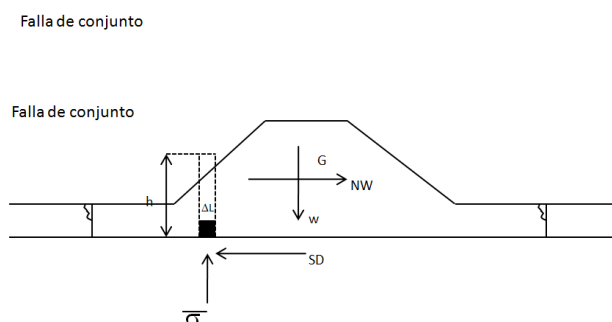


Figura 5.1.3.4 c) Mecanismo de falla de conjunto, Referencia 4

Sea S_d la resistencia dinámica del suelo en el plano AB. Entonces, si $N_{m\acute{a}x}$ es el coeficiente sísmico máximo que puede asociarse al equilibrio del terraplén, puede escribirse:

$$N_{m\acute{a}x} W = \sum S_{di} \Delta L_i \quad (5.1.3.4 l)$$

donde

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{1}{W} \sum s_{di} \Delta L_i \quad (5.1.3.4 m)$$

En general, trabajando con el criterio de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$S_d = \bar{\sigma} \tan \varphi = (\sigma - u) \tan \varphi \quad (5.1.3.4 n)$$

o también

$$S_D = (\gamma h - u) \tan \varphi \quad (5.1.3.4 o)$$

por lo tanto

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{1}{W} \sum (\gamma h - u) \tan \varphi \Delta L_i \quad (5.1.3.4 p)$$

donde

$$N_{\text{máx}} = \tan\phi \left(1 - \frac{\sum u_i}{W}\right) \quad (5.1.3.4 \text{ q})$$

$$W = \sum \gamma h_i \Delta L_i$$

La expresión (5.1.3.4 q) proporciona el máximo coeficiente sísmico que soporta el terraplén. En dicha expresión, las presiones neutrales a considerar deben incluir el incremento que se produzca con el sismo.

Resta ahora comparar los valores dados por esta con los coeficientes sísmicos que correspondan a la zona en que se vaya a construir la cortina del proyecto.

Para los métodos descritos además del empuje NW, se debe tomar en consideración el empuje dinámico del agua en la cortina.

5.1.3.5 Asentamientos y deformaciones durante el llenado

Las cortinas de materiales graduados, son cortinas flexibles dado que se esperan deformaciones previas y posteriores a su llenado; para conocer este comportamiento, se colocan aparatos de medición en su interior o en la cimentación, que permiten en general, conocer los desplazamientos y comportamiento. Este análisis es necesario para comprobar el buen funcionamiento de la obra e identificar factores de riesgo en ella.

Independientemente de la instrumentación se efectúan pruebas para conocer las condiciones en que se encuentra la cortina y para saber si se cumplió con las especificaciones de construcción.

Las pruebas, son realizadas durante la construcción por personal capacitado y su análisis se lleva a cabo en laboratorios. Los resultados de ellas se reportan inmediatamente para corregir en caso de ser necesario, el diseño o procedimientos de construcción.

Durante la construcción las mediciones tomadas con la instrumentación deben analizar:

- Desplazamiento superficial (topografía)
- Desplazamientos internos, verticales y horizontales
- Deformación
- Presión total y efectiva
- Presión de poros
- Supresión
- Nivel de agua

Durante el llenado del embalse y a partir de su período de operación, adicional a estas mediciones debe vigilarse el caudal de filtración. Para garantizar el buen funcionamiento no basta con colocar aparatos de medición en la cortina, además debe proporcionarse a esta un mantenimiento adecuado que permita identificar la formación de fallas y aplicarles algún tratamiento para evitar que crezcan y generen daños mayores.

Los puntos que deben observarse en una inspección son:

- Elevación y alineación de la corona
- Formación de grietas en la corona y paramento mojado
- Protuberancias en la cimentación y talud aguas abajo
- Desprendimiento del pie en la base de la cortina
- Desprendimiento del material inundado en el paramento mojado
- Identificación de madrigueras
- Filtraciones
- Erosión de los taludes por lluvias

5.2 Estabilidad de cortinas de contrafuertes

5.2.1 Similitud de análisis de cortinas de machones con las de gravedad

Las cortinas de machones tienen un diseño equivalente a las de tipo gravedad, ambas parten del análisis de una cortina elemental triangular, la diferencia entre una cortina tipo gravedad y una de contrafuertes radica en que los contrafuertes reducen el consumo excesivo de material en la construcción de la cortina debido a los huecos que se generan entre contrafuerte y contrafuerte; de esta forma el concreto utilizado en cortinas de contrafuertes es mejor aprovechado en cuanto a sus propiedades mecánicas. Ver Figura 5.2.1.

Otra ventaja significativa de las cortinas de contrafuertes radica en que al reducir el área de apoyo de la cortina sobre el terreno natural, la supresión se reduce considerablemente disminuyendo a su vez el material necesario para conservar su estabilidad, además si el paramento mojado de la cortina se coloca con una inclinación conveniente, el peso del agua ayuda a dar mayor estabilidad a la estructura.

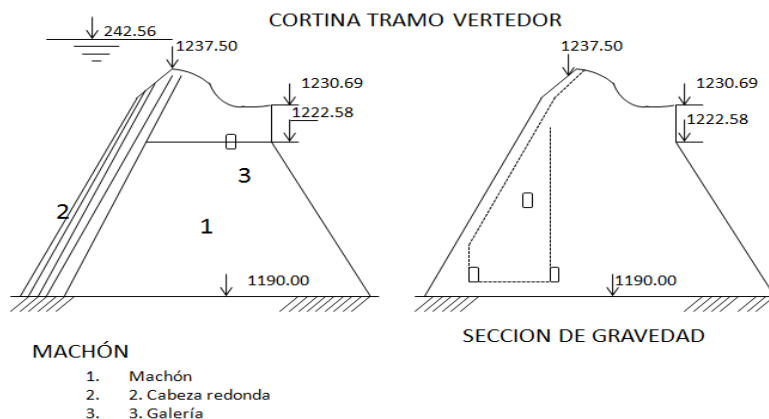


Figura 5.2.1 Sección transversal de un machón de cabeza redonda y sección que actúa como cortina tipo gravedad, Presa Las vírgenes, Referencia CFE

5.1.1 Análisis de fuerzas actuantes y selección del tipo de machón

A excepción de la fuerza de supresión que es muy pequeña para estas estructuras, las principales fuerzas actuantes sobre la cortina son básicamente las mismas que se generan para los demás tipos de cortinas:

- Peso propio
- Fuerzas exteriores debidas al agua
- Fuerzas debidas a azolves
- Sismo
- Oleaje

Entre las fuerzas debidas a peso propio se toman en cuenta

- El triángulo elemental del cual se parte para el diseño de la cortina
- El peso del talón
- El peso del material para el diseño de la corona
- Accesorios colocados para el funcionamiento y aprovechamiento de la cortina

Dentro de las fuerzas exteriores debidas al agua se consideran:

- El empuje hidrostático
- El peso del agua sobre la cortina (o talón de ser el caso)
- El peso del agua, aguas debida a una descarga por la obra de excedencias (en el pie de la cortina)

Para las fuerzas debidas a azolves, debe tomarse en cuenta las características del material aluvial, más específicamente su peso específico.

Las fuerzas mencionadas anteriormente son consideradas cargas ordinarias, sin embargo este tipo de obras también deben diseñarse para las condiciones más desfavorables que se pueden presentar, entre ellas tenemos:

- Cargas extraordinarias por avenidas
- Cargas extraordinarias por sismo
- Cargas extraordinarias por construcción

Dentro de las cargas extraordinarias por hidrología toma en cuenta el efecto de las avenidas sobre la cortina, las cargas extraordinarias por sismo consideran la presencia de una fuerza dinámica mientras que las cargas extraordinarias por construcción analizan el efecto de un sismo cuando la cortina acaba de concluirse, es decir el efecto de un sismo con el vaso vacío. Otras fuerzas que deben tomarse en cuenta para un análisis más detallado son las fuerzas del viento y oleaje, vertido del agua por la obra de excedencias, y hielo. Ésta última carga es poco tomada en cuenta en nuestro país ya que las cargas de hielo transportadas por nuestros ríos son despreciables.

La selección del tipo de machón en un inicio se elige considerando las necesidades y condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas. Posteriormente, el factor decisivo en esta selección lo constituye el análisis beneficio-costos.

Las características favorables de cada tipo de machón que ayudan en la selección del mismo se enuncian a continuación:

Losas planas. No presentan problemas con las deformaciones presentadas en su cimentación y la transferencia de esfuerzos hacia esta no se ve afectada; esto representa una ventaja para boquillas en las que se tengan fallas o alto riesgo sísmico que puede provocar asentamientos diferenciales. Se necesita concreto reforzado y obra falsa para la construcción de sus losas, la geometría de la losa se ve expuesta a grandes esfuerzos por lo que no tiene una perfecta transmisión de éstos hacia los contrafuertes. Ver figura 4.2 b).

Arcos Múltiples o arco bóveda. Para arcos pequeños su funcionamiento estructural y estabilidad depende del arco adyacente, en arcos con curvaturas de 180° se tiene una excelente distribución de esfuerzos al presentar más curvatura y su estabilidad se vuelve independiente. Admiten mayores alturas que las permitidas con otros tipos de machones y la separación entre sus contrafuertes oscilan entre los 15 y 28 metros. Ver figura 4.2 d).

Machones de cabeza sólida o cortina aligerada. Dado que una cortina aligerada presenta el mismo tipo de diseño que las de machones, son aptas para las mismas características de construcción. En estas, el material de construcción representa menor costo que el de las cortinas de arcos-bóveda o de losa plana, la cabeza soporta las fuerzas actuantes por peso propio por lo que la estructura actúa sólo a compresión, presenta mayor resistencia ante deslizamiento y admite deformaciones diferenciales por lo que este tipo de machones es apto para zonas sísmicas y zonas con pequeñas fallas geológicas. Ver figura 4.2 d).

5.1.2 Grueso del contrafuerte y separación entre estos

Uno de los factores más importantes en el diseño de cortinas de contrafuertes es el cálculo del ancho del contrafuerte, y la separación entre estos. El análisis de cada uno de estos elementos consiste en simplificar el análisis de la cortina haciendo la similitud de ésta con elementos estructurales más sencillos; para justificar esto se desarrollaron dos métodos básicos de análisis:

- Método de Chambaud
- Método de Rozanov

Los contrafuertes tienen forma de muro rectangular, triangular o trapezoidal, éstos transfieren las cargas de los machones a la cimentación. El análisis de estabilidad de contrafuertes debe realizarse

a nivel tridimensional, lo que implica algunas dificultades matemáticas; Chambaud propone realizar éste análisis tomando únicamente tiras de los contrafuertes y analizándolas como columnas, empotradas y colocadas verticalmente.

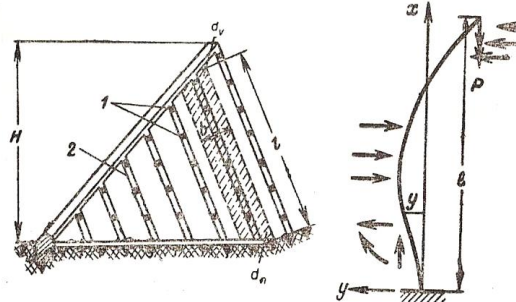


Figura 5.2.3 a) Esquema de Chambaud, para análisis de cortinas de contrafuertes, Referencia 11

Estas vigas están sometidas a fuerzas de compresión puntual en la cima y distribuida a lo largo del elemento. Cuando el contrafuerte comienza a trabajar a compresión se analizan por pandeo, que es el riesgo más alto que se corren en este tipo de cortinas. Estructuralmente esto puede corregirse incrementando gradualmente el ancho del contrafuerte hacia su base, otra forma es incorporando refuerzos transversales (atiezadores).

El análisis de Chambaud, no toma en cuenta el efecto de la fuerza de gravedad, asume que la sección transversal se mantiene constante y propone cambiar la fuerza de compresión puntual aplicada en la cima como un sistema de fuerzas.

Posterior a los estudios de Chambaud; Rozanov, tomó en cuenta la variación de las secciones transversales e introdujo en éste análisis el efecto de su momento de inercia y el de las fuerzas de compresión distribuidas a lo largo de la sección transversal trapezoidal que aumenta respecto a su base. Ver figura 5.2.3.b)

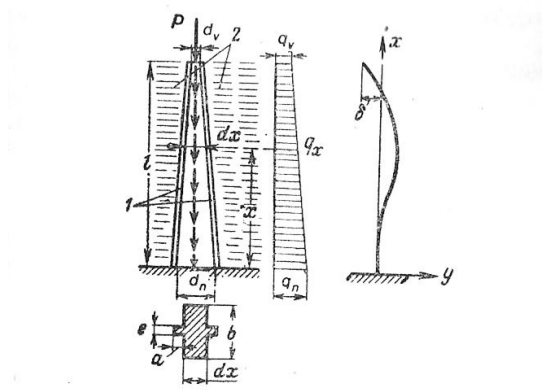


Figura 5.2.3 b) Esquema de Rozanov, para el análisis de cortinas de contrafuertes, Referencia 11

Actualmente, es posible determinar el ancho del contrafuerte haciendo un análisis que toma en cuenta el efecto del peso propio del contrafuerte, la fricción generada en el material de desplante y su resistencia al volteo.

Para el cálculo del ancho del contrafuerte y su separación entre ellos, se utilizan diferentes métodos de análisis, como las siguientes:

- Método de Pigeaud
- Método de Stefko
- Método de elemento finito
- Método de la ley trapezoidal

Los primeros dos métodos consideran al machón como un elemento que se mantiene estable por peso propio y cuya única función es transmitir las fuerzas actuantes al contrafuerte por lo que no se realiza un análisis más detallado de ellos; por el contrario, el método de la ley trapezoidal o fórmula de la escuadría, se aplica para 3 tipos diferentes de cortinas: de gravedad aligerada, de machones o losas planas y de arcos múltiples. El método de elemento finito es el más confiable de ellos ya que para él no se parte de hipótesis simplificadoras y la cortina se analiza en base a pequeñas prismas triangulares unidos en sus vértices por articulaciones.

A continuación se expondrá un análisis general de éstos métodos, un análisis más detallado de ellos puede ser consultado en la Referencia 14.

5.1.3 Métodos de análisis

Los métodos descritos a continuación parten de un análisis de estados de esfuerzos generados en la cortina y la cimentación por las fuerzas actuantes en ellos, estos métodos parten de las suposiciones siguientes:

Suposiciones en la Geología

La roca de cimentación resiste los esfuerzos transmitidos por los contrafuertes, el valor de estos es menor que su límite elástico y no presenta deformaciones considerables al ser expuesta a estas cargas. Las formaciones rocosas se consideran como medios continuos en donde son válidas las teorías de elasticidad. Se utilizarán módulos de elasticidad más bajos que consideren el efecto de llenado del vaso y la construcción de la cortina.

Suposiciones constructivas

La cortina está perfectamente desplantada y empotrada en la roca de cimentación. El concreto es homogéneo y elástico en todas las secciones y su deformación es calculada en base a la teoría de la elasticidad. Se utilizan módulos de elasticidad más bajos para concretos con cargas permanentes. Se colocan juntas entre los elementos para considerarlos como secciones monolíticas, y no se consideran los efectos de contracción por enfriamiento. El calor de fraguado

es benéfico. Los efectos de torsión y tensión se previenen con buenos procedimientos constructivos.

Suposiciones respecto a aplicación y reducción de fuerzas

Se ignora el efecto de la presión de azolve, se colocan drenes que reducen la supresión y ésta es considerada de la misma manera en la sección transversal horizontal en la base como arriba de ella. Se consideran las fuerzas de sismo, tanto verticales como horizontales en cualquier región del país y se toma como valor máximo 1/10 de la aceleración de la gravedad que actúan adecuadamente ante la resonancia para cortinas de mampostería, además se permite aumentar el factor de seguridad ante estas cargas. Parte de las cargas pueden ser transmitidas por torsión, a lo largo de los empotramientos inclinados y por acción de la gravedad, en los casos de machones de arco las cargas pueden transmitirse por cortante tangencial y de torsión además de considerar para estas el efecto del arco y cantiliver. En las cortinas de mampostería su distribución de carga puede determinarse con las deflexiones producidas.

5.1.3.1 Método de Pigeaud

El método de Pigeaud es el más utilizado para el diseño de cortinas de cabeza sólida; está desarrollado en base a la teoría de elasticidad. Calcula las tensiones en una cortina elemental triangular en función de la inclinación de sus paramentos y supone que los contrafuertes son placas planas de espesor constante.

Para garantizar la estabilidad de las cortinas de machones se establece la condición de no tensiones en el paramento mojado en la ecuación de Pigeaud, con lo que debe cumplirse con la expresión:

$$\delta_c m(m+n)(1+n^2) - \delta^*(1-mn)^2 \geq 0 \quad (5.2.4.1 \text{ a})$$

$$\delta^* = \delta_s \quad (5.2.4.1 \text{ b})$$

$$s = \frac{B}{b} \quad (5.2.4.1 \text{ c})$$

donde

δ_c densidad del material de construcción de los contrafuertes (kg/m^3)

m talud aguas debajo de la cortina (1)

n talud aguas arriba de la cortina (paramento mojado) (1)

δ^* densidad del liquido en relación a las separaciones de los contrafuertes (kg/m^3)

s relación del ancho de cubierta respecto al espesor del contrafuerte (1)

B separación entre los ejes de los contrafuertes (m)

b ancho de los contrafuertes (m)

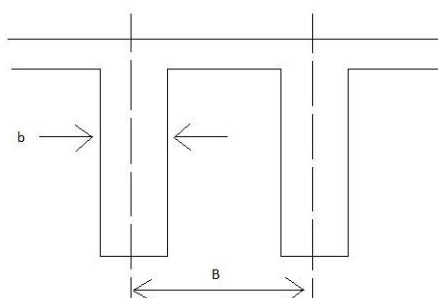


Figura 5.2.4.1 Separaciones entre los ejes de los contrafuertes, Referencia 14

El análisis de Pigeaud también permite conocer el volumen de contrafuerte por unidad de ancho de la cubierta por medio de la ecuación siguiente:

$$V = \frac{(m+n)y^2}{2s} \quad (5.2.4.1 d)$$

Cuyas variables corresponden a las de la ecuación 5.2.4.1 a) y donde

y carga hidráulica (m)

De la ecuación 5.2.4.1 d) se observa que el volumen mínimo de material se obtiene cuando la suma de sus taludes dividida por la relación s es mínima, a este valor se le conoce como índice de volumen.

$$IV = \frac{m+n}{s} \quad (5.2.4.1 e)$$

Malterre propone una Tabla de Índices Volumétricos mínimos para diferentes relaciones de s y n , los valores se muestran en la Tabla 5.2.4.1. Si se establece la relación s con la tabla de Malterre se localizan los índices volumétricos mínimos para diferentes valores de n , se elige uno y se despeja de la ecuación 5.2.4.1 e) para conocer el valor del talud aguas abajo (m).

	n					
s	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.54	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.28	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.2039	0.156	0.137	0.1328	0.136	0.144

Tabla 5.2.4.1 Índices volumétricos de Malterre, Referencia SRH

5.1.3.2 Método de Stefko

A diferencia del método de Pigeaud, Stefko considera una sección transversal del contrafuerte que aumenta linealmente en relación a su profundidad.

Como las secciones son variables, éste método integra los esfuerzos, presiones y fuerzas másicas de una superficie media de referencia; aplicando las condiciones de frontera tanto para el paramento mojado como para el de aguas debajo de la cortina se llega a dos ecuaciones de equilibrio estático en las que se emplea la condición de Lévy. Derivando ésta última condición se obtienen 2 ecuaciones más que se sustituidas en ella generan las ecuaciones generales para el cálculo de los esfuerzos en los contrafuertes.

$$\sigma_x = \frac{1}{e} \left(\frac{B}{2} x^2 + 2 Cxy + \frac{P}{2} y^2 + Ex + Qy \right) \quad (5.2.4.2 a)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{e} \left(\frac{K}{2} x^2 + 2 Axy + \frac{B - e\gamma_c}{2} y^2 + Lx + (D - e_0\gamma_c)y \right) \quad (5.2.4.2 b)$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{e} (Ax + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey) \quad (5.2.4.2 c)$$

donde

A, B, C, D, E, K, L, P, Q coeficientes

e espesor del contrafuerte en su base

e₀ espesor del contrafuerte en la corona

e' variación del espesor del contrafuerte respecto a su altura

$$e' = b' = \frac{db}{dy} \quad (5.2.4.2 d)$$

Dado que la ecuación de Lévy involucra términos constantes, al efectuar derivadas en ésta, no se obtienen ecuaciones de segundo orden por lo que para conocer los valores de los coeficientes basta con resolver un sistema de ecuaciones lineales, en este caso se utilizan métodos matriciales.

$$\begin{bmatrix} - & - & - & - & - \\ 2n^3 & 3n^2 & 6n & 0 & 1 \\ - & 6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m^3 & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ ve'v_c \\ 0 \\ mv_c \\ -ve'v_c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -lv \\ n(lv - e_0 v_c) \\ 0 \\ me_0 v_c \end{bmatrix}$$

l ancho de la cubierta del machón (m)

v módulo de Poisson (relación entre el alargamiento longitudinal producido, dividido por el acortamiento de una longitud)

Resolviendo estos sistemas de ecuaciones se pueden calcular los esfuerzos en cualquier punto del contrafuerte.

5.1.3.3 Método de elemento finito

EL método permite evaluar los efectos de la distribución de esfuerzos de una estructura que presenta variaciones en sus características elásticas. En él se descompone a la estructura por medio de elementos tan pequeños como minucioso se requiera el análisis y con estos elementos se evalúan las deformaciones y esfuerzos para poder conocer los desplazamientos de la estructura, éste método; es el más utilizado para cortina de arco, por lo que la descripción de este se desarrollará en el inciso 5.3.4.

5.1.3.4 Método de la ley trapezoidal o formula de la escuadría

Este método se basa en la teoría de elasticidad. Supone a la estructura dividida en prismas ubicados en planos horizontales y verticales, donde los esfuerzos normales de planos horizontales presentan una distribución lineal o trapezoidal y los esfuerzos normales de planos verticales pueden ser obtenidos con la formula de la escuadría en dos dimensiones, donde el momento de inercia varía dependiendo de la geometría de la sección. Conocidos los esfuerzos normales en dos planos horizontales es posible restarlos y con esto obtener la magnitud de los esfuerzos cortantes para un área vertical; de la misma forma, la diferencia de los esfuerzos cortantes en dos planos horizontales proporciona el valor de la carga total horizontal entre ellos.

Como es posible determinar el valor de los esfuerzos normales y cortantes tanto verticales como horizontales, también es posible encontrar la magnitud y dirección de los esfuerzos cortantes máximos.

La aplicación de este análisis se hace para cada tipo diferente de machón y las fórmulas obtenidas para cada uno de ellos son las siguientes.

Cortinas de gravedad aligerada.

El cálculo de su resistencia al cortante y al deslizamiento se determina con la expresión siguiente, que representa el factor de seguridad promedio para el área de contacto entre la cortina y la cimentación:

$$Q = \frac{f(\sum V - U)A\tau}{\sum H} \quad (5.2.4.4 \text{ a})$$

donde

Q factor de seguridad para fricción (1)

f coeficiente de fricción estática máxima, entre el concreto y la superficie de cimentación (1)

V fuerzas verticales activas (N)

U fuerza total de supresión (N)

A área de cimentación en contacto con la estructura (m²)

ζ resistencia del cortante unitario del material de cimentación (N/m²)

H fuerzas horizontales (N)

Los esfuerzos verticales normales son calculados por medio de la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_x = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (5.2.4.4 \text{ b})$$

donde

σ_x esfuerzo vertical normal para planos horizontales (N/m²)

V fuerzas verticales (N)

A área de la base (m²)

M momento de las fuerzas verticales a una excentricidad respecto al centro de gravedad de la base de la sección (N*m)

y distancia del centro de gravedad a la fibra más alejada (m)

I momento de inercia de la sección horizontal (N*m)

Los esfuerzos normales y cortantes para planos horizontales se calcula con las expresiones siguientes:

Para una tajada elemental de espesor Δh; los esfuerzos normal y horizontal, se calculan como

$$\tau_{xy} = \frac{V}{\Delta A} \quad (5.2.4.4 \text{ c})$$

$$\sigma_y = \frac{V_1 - V_2}{\Delta A} \quad (5.2.4.4 \text{ d})$$

donde

τ_{xy} esfuerzo normal (N/m²)

V cortante total en una sección (N/m²)

V₁ cortante total horizontal en una segunda sección (N/m²)

V₂ cortante total horizontal en una primer sección (N/m²)

ΔA incremento del área de la sección

Finalmente, para conocer la magnitud del primer y segundo esfuerzos principales, se utiliza las ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (5.2.4.4 \text{ e})$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (5.2.4.4 \text{ f})$$

Otra forma de analizar esto se hace utilizando el círculo de Mohr.

Cortinas de machones y losas planas

Las formulas presentadas a continuación son válidas para todo tipo de cortinas de contrafuertes. Sin embargo, su cálculo debe adaptarse para cada tipo de machón, si se analiza una cortina con machones de arcos múltiples debe tomarse en cuenta que sus elementos trabajan como uno solo, mientras que para una cortina de losas planas, la losa trabaja independientemente del contrafuerte.

Exceptuando cortinas de arcos múltiples, su diseño se inicia proponiendo la geometría de las estructuras, y revisando que éstas cumplan la condición de estabilidad. Para tener una idea de las dimensiones adecuadas para estas estructuras se hace un cálculo tomando en cuenta los métodos de Chambaud y Rozanov vistos en el inciso 5.2.3, considera que las columnas son tomadas como elementos curvos.

La estabilidad contra volteo y deslizamiento se determina haciendo un cálculo elemental de sus momentos y fuerzas verticales y horizontales en la base. En donde los esfuerzos en los planos horizontales y verticales presentan una distribución lineal, exceptuando el caso en donde el plano de análisis (plano entre la cortina y cimentación) es cercano a los 45° y la distribución de los

esfuerzos verticales ya no es lineal; para estos casos se recomienda realizar una análisis mucho más preciso utilizando el método de elemento finito.

Para conocer los esfuerzos cortante, horizontal, normal y principal se divide el contrafuerte en prismas elementales considerándolos en equilibrio vertical y horizontal. Los valores de los esfuerzos principales se calculan igualmente aplicando la fórmula de la escuadría a cada plano. Si a 3 planos horizontales ubicados a una distancia relativamente pequeña se interseca un plano vertical, su cortante total queda determinado con la expresión:

$$V = \sum_a^b b_1 \sigma_x \Delta x + W_m - \sum_m^b b_2 - \sigma_x \Delta x \quad (5.2.4.4 g)$$

donde

V cortante total en el plano vertical (N/m²)

a-b plano horizontal

b-m plano vertical

b₁ ancho superior del contrafuerte (m)

b₂ ancho inferior del contrafuerte (m)

La intensidad promedio para dos planos verticales obtenidos con la expresión anterior se calcula como:

$$\tau_{xy} = \frac{V_1 - V_2}{2} \quad (5.2.4.4 h)$$

donde

V₁ plano vertical superior

V₂ plano vertical inferior

El análisis resulta igual que para un plano horizontal y el cálculo de su fuerza cortante total será una fuerza horizontal calculada como:

$$N_y = \sum_s^t b_3 \tau_{xy} \Delta x - \sum_s^c b_4 - \tau_{xy} \Delta x \quad (5.2.4.4 i)$$

La intensidad de la presión normal horizontal σ_y será N_y dividida entre el área de la sección t-c.

Conocidos los esfuerzos anteriores, es posible calcular los esfuerzos principales utilizando las expresiones (5.2.4.4 e, f y j)

$$\tan 2 \alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (5.2.4.4 j)$$

Igual que para el análisis de una cortina de gravedad aligerada, es válido utilizar el círculo de Mohr para conocer sus esfuerzos principales y dirección de éstos.

Cortinas de machones de arcos múltiples y arcos bóveda

Estas cortinas se caracterizan por utilizar únicamente contrafuertes triangulares que trabajan íntegramente con su cabeza cilíndrica, construida de concreto o concreto reforzado. A diferencia de las cortinas de machones masivos, las cortinas de cabeza en arco reciben los empujes del agua haciendo que el concreto trabaje a compresión y su estabilidad no la logran únicamente por peso propio, una ventaja del funcionamiento de este tipo de machones es que la separación de sus contrafuertes puede ser mayor y reducir el costo de material, utilizando menor área de desplante para ellos y por tanto generando menor fuerza de supresión.

La separación de sus contrafuertes depende del tipo de contrafuerte que se utilice:

- Contrafuerte masivo
- Contrafuerte hueco
- Contrafuertes estándar

Se consideran contrafuertes estándar a los colocados con una separación de entre 6 y 25 metros; los contrafuertes masivos admiten separaciones de 60 hasta 215 metros.

Los contrafuertes huecos fueron creados con la finalidad de reducir a su máximo límite el uso de material para la construcción de la estructura y fueron diseñadas como dos losas de pared delgada con un diafragma de refuerzo interior, sin embargo es posible conseguir estos mismos resultados con contrafuertes masivos ubicados a una mayor separación.

Además de permitir una gran separación entre sus contrafuertes, los contrafuertes masivos van acompañados de arcos de mayores espesores por lo que su cantidad de concreto aumenta transmitiendo de una mejor manera las fuerzas de compresión y reduciendo la necesidad de acero de refuerzo.

Para conocer la fuerza que actúa sobre los contrafuertes se hace un análisis de la aplicación de las presiones en medio círculo expresado con la ecuación

$$F = \frac{1}{2} \int_0^\pi p \sin\theta R d\theta \quad (5.2.4.4 \text{ k})$$

Con lo que finalmente, se obtiene una expresión para calcular la fuerza transmitida en cada punto de apoyo del arco.

$$F = pR = \frac{pD}{2} \quad (5.2.4.4 \text{ l})$$

donde

F fuerza transmitida a los contrafuertes (N)

p presión hidrostática (N/m^2)

R radio del arco (m)

D diámetro del arco (m)

El análisis del arco presenta el mismo diseño utilizado para las presas de arco y arco bóvedas cuyo diseño se verá en el subcapítulo 5.3.

5.1.4 Análisis sísmico

Las cortinas de machones son una buena opción para zonas que presentan pequeñas fallas geológicas debido a la capacidad de deformación que presentan al trabajar articuladamente en la unión de sus elementos estructurales. Sin embargo, este tipo de cortinas no quedan exentas de un análisis sísmico.

El efecto del sismo produce fuerzas debidas al desplazamiento de la masa de la cortina, debidas al empuje del agua que retiene y al desplazamiento de sus cimentación, además considerando que este tipo de cortinas ganan estabilidad al ser diseñadas con una inclinación en su paramento mojado, la acción de las fuerzas sísmicas horizontales reducen el efecto del peso del agua sobre la cortina y su estabilidad.

Para poder diseñar estructuras lo suficientemente fuertes y confiables es necesario conocer la magnitud de las fuerzas sísmicas probables.

El USBR propone considerar la aceleración o intensidad sísmica con un valor $\alpha = 0.10$ horizontalmente y menores o iguales a ésta verticalmente.

Zanger, plantea fórmulas para calcular el efecto de las presiones hidrodinámicas horizontales debidas a fuerzas sísmicas en paramentos verticales o inclinados. El incremento de la presión hidrostática se calcula con las ecuaciones siguientes:

$$P_e = c\lambda\gamma h \quad (5.2.5 \text{ a})$$

$$F_h = 0.0399 P_{ey} \quad (5.2.5 \text{ b})$$

donde

P_e incremento de la presión hidrostática (kg/m^2) a cualquier elevación

C coeficiente adimensional que proporciona la distribución de magnitud de presiones obtenido a través de la figura 5.2.5 a)

λ intensidad del sismo

γ peso específico del agua

y distancia medida a partir de la superficie del agua

F_h fuerza total horizontal debida a un sismo a cualquier elevación por abajo de la superficie del agua, ver figura 5.2.5 b)

h elevación a partir de la base de la cortina.

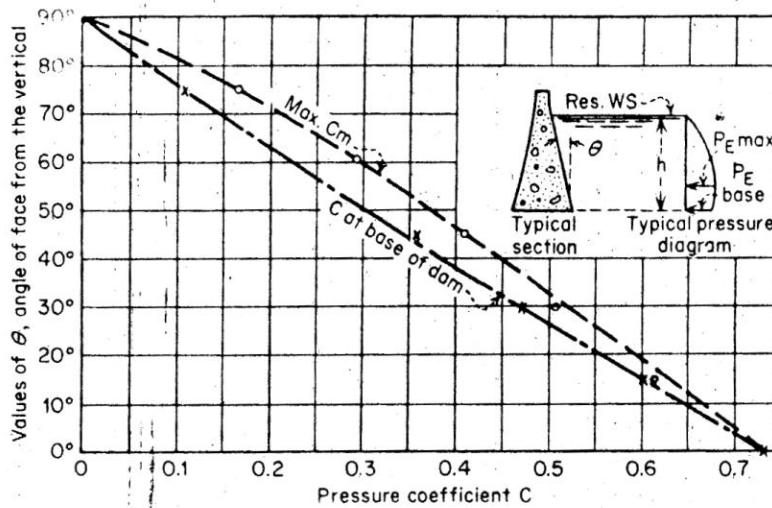


Figura 5.2.5 a) Coeficientes de presión C, para taludes constantes, Referencia SRH

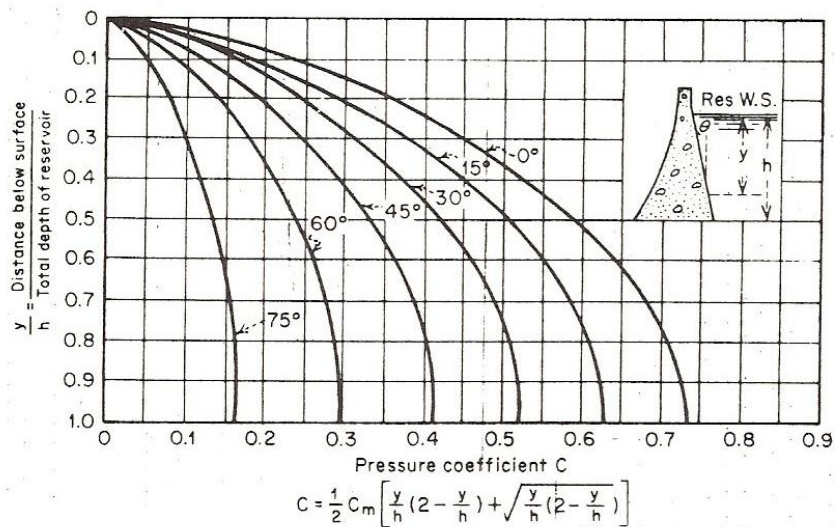


Figura 5.2.5 b) Coeficientes para la distribución de presiones en taludes constantes, Referencia SRH

La ecuación 5.2.5 a) se muestra de manera gráfica en la figura 5.2.5 b)

El cálculo del momento de volteo según Zanger se obtiene de la expresión:

$$M_e = 0.0126 P_e y^2 \quad (5.2.5 c)$$

donde

M_e momento de volteo

P_e incremento de la presión hidrostática en (kg/m^2) a cualquier elevación

y distancia medida a partir de la superficie del agua

Cabe aclarar que los resultados de estas fórmulas son casi exactas. Sin embargo, pierden confiabilidad para cortinas altas.

5.2 Estabilidad de cortinas de arco

La selección de este tipo de cortinas se hace principalmente por la geología de su boquilla, ésta debe presentar una roca con alta resistencia a la compresión que es la forma de trabajo de las estructuras que la componen. Una vez asegurada la factibilidad geológica para este tipo de cortinas se realiza un diseño preliminar de ésta, para lo cual debe elegirse un tipo de geometría.

El tipo de curvatura seleccionada para estas cortinas depende de la forma que presente la boquilla. Si se tiene una boquilla simétrica en forma de U, el diseño preliminar se basaría en dibujar arcos con radio constante; si la boquilla presenta forma de V se seleccionaría una cortina de curvatura con ángulo constante, pero si se desea un mejor funcionamiento y optimización de la estructura, se optaría por diseñar una cortina de arco bóveda.

Para comenzar el análisis debe primero conocerse, las fuerzas a las que estará sometida la cortina y las propiedades de sus materiales de construcción y de cimentación.

Como se ha mencionado en el capítulo 4, el diseño de este tipo de cortinas depende de un análisis esfuerzo-deformación tanto de la cortina como de su cimentación. Posterior a esto se parte de algún método de análisis que permita calcular sus estados de esfuerzos y con ello su estabilidad.

Los métodos principales para su diseño son:

- Método de cargas de prueba
- Método de elemento finito
- Método de cascarones
- Método de modelos estructurales
- Método de relajación dinámica.

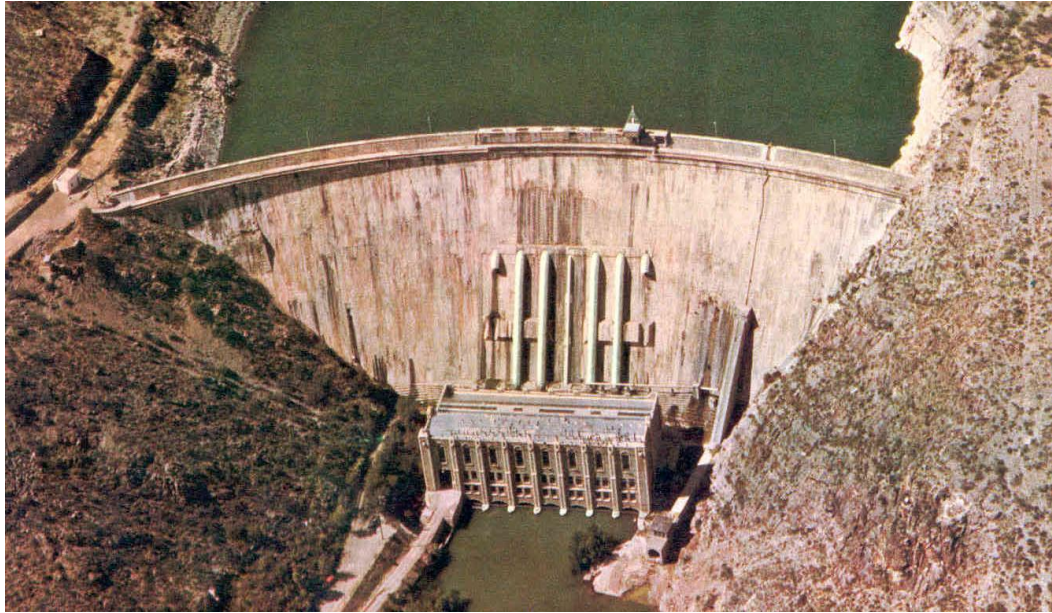


Figura 5.3 Cortina de arco de la presa La Soledad, Puebla; Referencia CFE

5.2.1 Fuerzas actuantes y diseño de la cortina

Las cargas ordinarias a las que están expuestas estas cortinas son:

- Peso propio
- Fuerzas exteriores debidas al agua
- Fuerzas debidas a azolves
- Supresión

El análisis de los esfuerzos que pueden producir estas fuerzas y su distribución son las bases para el diseño de de las cortinas.

La forma en que se analizará el peso de la estructura va ligada al método de análisis que se utilice, si la cortina se conforma por elementos verticales o cantilivers y elementos horizontales o arcos el peso depende de las características constructivas que se apliquen a las juntas entre bloques. Si las juntas se llenan después de terminada la cortina, el peso del concreto será soportado únicamente por los elementos verticales, si éstas se llenan al terminar la colocación de cada bloque, el peso del concreto producirá deflexiones por lo que debe incluirse como ajuste de los efectos de la relación de Poisson.

En las fuerzas exteriores debidas al agua se consideraran el empuje hidrostático y la presión producida por la descarga de agua.

En la carga producida por azolves se considera, de la misma forma que las cortinas de machones, las características del material, este estará en estado saturado, sin cohesión y con supresión total.

En el caso de las cortinas de arco, la fuerza de supresión si es tomada en cuenta de acuerdo a su transferencia de esfuerzos; ésta fuerza se produce debido a que el material de construcción utilizado para estos elementos es concreto y presenta poca permeabilidad, lo que produce presiones internas, como el agua no puede fluir libremente a través del concreto deben analizarse los efectos que esta fuerza produciría, para considerar o no el efecto de esta fuerza a lo largo de su vida útil.

El efecto de la supresión también cambia en las cortinas de arco, y su análisis depende del método que se utilice, por ejemplo, para el método de cargas de prueba, ésta se considera dependiendo de su tendencia a formar grietas. Si la supresión es grande y agrieta el paramento mojado, los elementos verticales se volverán más flexibles y transmitirá grandes cargas a los arcos, por lo que debe ser considerada la supresión dentro del análisis de estabilidad. Si no se presentan grietas, la fuerza de supresión se considera como una ligera transferencia de carga de los elementos verticales a los arcos sin que estos presenten cambios en la magnitud y distribución de esfuerzos por lo que para estas condiciones la supresión no será incluida en el análisis.

Para reducir el efecto de la supresión se utilizan filtros o drenes que disminuyen y cambian la distribución de las presiones.

Dentro de las cargas extraordinarias, las consideradas por hidrología, ya son tomadas en cuenta dentro de las fuerzas exteriores debidas al agua.

Las cortinas en arco debido a que presentan características elásticas tienden a alcanzar la misma frecuencia en su masa de agua y la estructura, es por eso que si se logra garantizar esa diferencia de frecuencias las fuerzas actuantes pueden obtenerse por medio de un análisis pseudoestático (método de Westergard), para el análisis por el método de cargas de prueba. Sin embargo, en los casos de cortinas de arco delgadas, este riesgo es alto y su análisis sísmico debe basarse en un método más preciso que determine las cargas dinámicas, como es el caso del método de elemento finito.

A continuación, se presentará de manera breve los métodos más usuales en el análisis de estabilidad de cortinas de arco, algunos de los métodos descritos a continuación incluyen el efecto de cargas extraordinarias debidas al aumento de temperatura y fuerzas externas generadas por hielo, un análisis más detallado de estos métodos se encuentra en la Referencia 14.

5.2.2 Análisis estructural y método de cargas de prueba

Este método supone que las cargas actuantes en la cortina son soportadas por elementos verticales y horizontales que permiten movimientos iguales en los puntos de intersección de estos elementos. La presa se divide en elementos de arco formados por la intersección de planos horizontales y en cantiliver formados por la intersección de planos verticales.

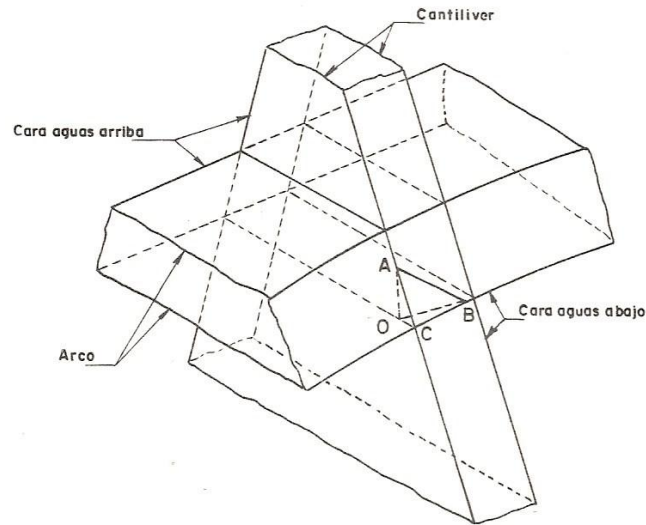


Figura 5.3.2 Intersección de los elementos Arco y cantiliver, Referencia SRH

En este análisis se incluyen adicionalmente las variaciones de las temperaturas medias del concreto, debidas a la radiación solar y a las propiedades térmicas del concreto, suponiendo que los cambios de temperatura varían de forma lineal uniforme tanto en el paramento mojado como aguas abajo de este en los bloques.

Su estudio considera varias distribuciones de carga, calculando sus movimientos resultantes hasta que estos satisfagan las condiciones de estabilidad; de ahí el nombre de “métodos de carga de prueba” y se basa en los principios de la teoría de elasticidad, por lo que se consideran las suposiciones siguientes:

- La cortina y su cimentación (pulvino) trabajan homogénea e isotrópicamente.
- Acepta que el alargamiento unitario que experimenta un material elástico es directamente proporcional a la fuerza aplicada. (Ley de Hook)
- La sección es plana antes de la flexión y permanece plana después de ésta.
- Los esfuerzos normales varían linealmente del paramento mojado al paramento aguas abajo.
- El módulo de elasticidad a tensión y compresión es el mismo para la cortina y para su cimentación.
- La deformación debida al aumento de temperatura es proporcional a los cambios de esta.
- Las cargas hidráulicas no producen asentamientos en el cauce de la boquilla.
- Las deformaciones en la cimentación son independientes de la forma de su superficie.

Análisis del elemento cantiliver

Para iniciar el análisis, éste método considera que tanto el arco como el cantiliver trabajan independientemente.

Los cantiliver están espaciados una unidad medida verticalmente a partir del eje de la cortina, si la cortina es simétrica es posible analizar únicamente la mitad de sus elementos, por el contrario si es asimétrica es indispensable estudiar a todos ellos.

Las propiedades mecánicas y geométricas, se determinan para cada elevación correspondiente a cada elemento, se analizan con una distribución de cargas unitarias triangulares normales que decrecen en valor, cuanto más se aproximan al límite del elemento, otras más aplicadas radialmente tanto aguas arriba como aguas abajo del elemento.

Además de estas cargas, son consideradas las cargas unitarias tangenciales, que son fuerzas de cortante aplicados a lo largo de la línea central del cantiliver y sus cargas unitarias triangulares de torsión consisten en momentos torsionantes sobre planos horizontales aplicados en la línea horizontal del cantiliver.

Estas cargas producen tres efectos principales:

- La deflexión radial
- Los movimientos tangenciales
- Las rotaciones en los cantilivers

La deflexión radial, se calcula por medio del análisis mecánico de una viga en voladizo en la que se consideran la fuerza de flexión, cortante y los asentamientos de la cimentación. Su valor corresponde a la suma de las contribuciones originadas por momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Los momentos tangenciales son los producidos por las fuerzas tangenciales cortantes y las rotaciones son producidas por los momentos de torsión en el plano horizontal del elemento más la rotación de los elementos que lo rodean.

Análisis del arco

Los elementos horizontales están determinados por dos planos horizontales, separados una unidad por las caras aguas arriba y aguas abajo de la cortina.

Las caras aguas arriba y aguas abajo se suponen verticales para facilitar su análisis; las flexiones y esfuerzos se consideran como vigas curvas.

Se consideran las cargas actuantes unitarias triangulares o concentradas y entre ellas se considera el efecto del cambio por temperatura.

Ajustes

Debido a que este método supone a la cortina como una serie de elementos unidos, es necesario hacer un ajuste de estos elementos con la finalidad de que la distribución de deflexiones y rotaciones sean las mismas para cada punto de intersección y se garantice la continuidad geométrica.

Se realizan tres tipos de ajustes:

- Radial
- Tangencial
- Torsión

El ajuste radial, como su nombre lo indica analiza los ajustes radiales, para los desplazamientos tangenciales son analizados los movimientos verticales y rotaciones alrededor del radio, el ajuste por torsión analiza las rotaciones alrededor de ejes tangenciales y verticales.

Tipos de análisis

Se utilizan 3 tipos de análisis para este método:

- Análisis del Cantiliver central. Se basa en hacer un ajuste de deflexiones radiales y deflexiones de los arcos centrales
- Análisis de deflexiones radiales. Considera un conjunto de deflexiones radiales en algunos puntos representativos de arcos y cantiliver
- Análisis completo. Encuentra los desplazamientos angulares y lineales, por división radial, tangencial y torsión producidos por las cargas tanto en los cantiliver como en los arcos

Evaluación de esfuerzos.

Con el análisis matemático del método de cargas de prueba se obtienen las ecuaciones para la evaluación de los esfuerzos en cualquier punto de la cortina.

Estas ecuaciones quedan expresadas en términos de las fuerzas y momentos actuantes en los arcos y cantiliver.

5.2.3 Método de modelos estructurales

Los modelos estructurales son seleccionados como una opción de análisis de las cortinas de arco, cuando el análisis de las estructuras resulta muy complicada cuando las hipótesis para otros tipos de métodos no sean satisfechas. Esta basado en el principio de similitud, donde dos sistemas son físicamente similares cuando entre ellos existe una correspondencia geométrica y cuando las propiedades de sus materiales tienen una relación constante entre los dos sistemas.

Las variables más importantes para construir un modelo son:

- Definir la escala adecuada
- Encontrar o fabricar los materiales representativos para la cortina y la cimentación
- Aplicación de las cargas
- Procedimiento de aplicación de las cargas

Los modelos se clasifican de acuerdo a su escala o al método que se utilice para su análisis. De acuerdo a sus escalas, los modelos se clasifican como:

- Pequeñas escalas
- Medianas escalas

Los primeros son fácilmente manipulables, en cuanto al control de la estructura y facilidad de construcción, los modelos a escala mediana, son más utilizados para analizar por partes, ya sea de una porción de la estructura o analizando cada estructura particularmente.

La principal ventaja de este método es que es el que mejor representa el comportamiento que tendrá la estructura real (prototipo) y considera la mayoría de las variables a las que está expuesta la cortina. Sin embargo es necesario que la información en la que se basa su construcción sea confiable para que los resultados obtenidos también sean confiables.

5.2.4 Análisis por el método de elemento finito (MEF)

Este método es el más confiable de todos y el más usual, su desarrollo está basado en el análisis básico de estructuras tradicionales. Su principal objetivo consiste en descomponer a la estructura en una serie de elementos pequeños (tan pequeños como minucioso se requiera el análisis), ligados por sus vértices o puntos nodales, de los cuales se desean conocer sus desplazamientos y esfuerzos.

Generalmente, estos elementos son de forma triangular y se encuentran sometidos a fuerzas actuantes en los nodos, que son los puntos de aplicación de las cargas. Las cargas son obtenidas medio de un proceso de trabajo virtual asociado a la forma del elemento considerado.

La unión de cada uno de los elementos analizados se realiza utilizando un método de análisis estructural, como puede ser el método de los desplazamientos o el método de rigideces.

Supone al elemento como una estructura elástica, continua, que es representada por un ensamble de elementos finitos.

Este método es únicamente aplicable cuando se cuenta con computadora, debido a la gran cantidad de cálculos que se requieren para su análisis.

El método concluye al momento de cumplir con las condiciones de equilibrio para todos los nodos del sistema.

Sus resultados son de gran confiabilidad y aproximación al comportamiento real de la estructura.

Tipos de elementos finitos

La forma de los elementos es seleccionada de acuerdo a la distribución de esfuerzos e interpolación de desplazamientos que puedan obtenerse con mayor aproximación posible.

La idealización de una cortina por medio de elementos finitos, también incluye la idealización de la cimentación ya que ésta tiene influencia en la distribución de esfuerzos de la cortina.

Existen múltiples modelos para hacer la idealización, algunos de estos se basan en formas geométricas variadas para que representen el espesor de la cortina. Una de ellas es la malla formada por elementos curvos tipo cascarón grueso, donde los nudos de estos elementos se encuentran en las dos caras de la cortina y con el cual es posible hacer un análisis en tres dimensiones. Otra idealización es la de los ocho nudos donde se utilizan elementos sólidos tridimensionales de ocho nudos que cubren el espesor de la cortina.

En la cimentación, no intervienen factores como volumen de la roca o el número de elementos de la geometría para su idealización.

Estas idealizaciones pueden ser encontradas en distintos programas computacionales, como el ADAP (A Computer Program for Static and Dinamic Analysis of Arch Dams) en los que simplemente se elige el elemento que representa el arco. Sin embargo, para el caso de la cimentación como su análisis no depende de la geometría, es necesario ajustar los valores para considerar los efectos de deformabilidad de la cimentación en la malla idealizada.

Se recomienda utilizar el análisis del tipo cascarón grueso en un análisis tridimensional de la cortina, mientras que para la cimentación, es recomendable utilizar la idealización del tipo de ocho nudos y seis caras planas, o el de elemento 3D, (éstos últimos serán descritos a detalle más adelante); otro método para idealizar la cimentación como elemento finito, es el basado en el concepto de “Coeficientes de flexibilidad de Vogt” que representa los desplazamientos en una superficie donde actúan cargas normales, cortantes y momentos unitarios.

Las relaciones entre los desplazamientos y cargas para esta idealización quedan representados como:

$$\begin{Bmatrix} V_N \\ V_Q \\ V_m \end{Bmatrix} = \frac{1-v^2}{E_f} \begin{bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k & \frac{1-2v}{(1-v)t} \\ 0 & \frac{1-2v}{(1-v)t} & \frac{18}{\pi t^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ Q \\ M \end{Bmatrix} \quad (5.3.4 a)$$

Para comparar resultados se recomienda localizar los nudos de la cortina a lo largo de planos horizontales y verticales, equivalentes a los arcos y cantiliver del modelo de cargas de prueba, y la expresión anterior al tener términos de éste método puede expresarse como:

Si se considera que $v=0$, $k=0$, $h=2.3t$, $l=0.35 t$, $E_0= 0.061 E_f$

$$\begin{Bmatrix} V_N \\ V_Q \\ V_m \end{Bmatrix} = \frac{1-v^2}{E_0} \frac{1}{n} \begin{bmatrix} I & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4l^2}{h^2} & \frac{6l}{h} \\ 0 & \frac{6l}{h} & \frac{12}{h^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ Q \\ M \end{Bmatrix} \quad (5.3.4 b)$$

donde

ν relación de Poisson

E_f módulo de elasticidad de la cimentación

K Coeficiente que varia con respecto a la relación largo/ancho de la superficie cargada

$$(2.25 \leq k \leq 3.00)$$

h ancho de la sección cantiliver

l largo de la sección cantiliver e igual a $h^3/12 (1-\nu^2)$

A área de la sección transversal de la placa igual a $b \times h$

E_0 modulo de elasticidad de la placa

T espesor de la cortina en contacto con la roca

b espesor unitario de la placa

Los métodos más usuales para la idealización tanto de la cortina como de la cimentación se describen a continuación.

Elemento tridimensional de cuatro caras planas

Este elemento se basa en el uso de un tetraedro, formado por cuatro caras planas y cuatro puntos nodales.

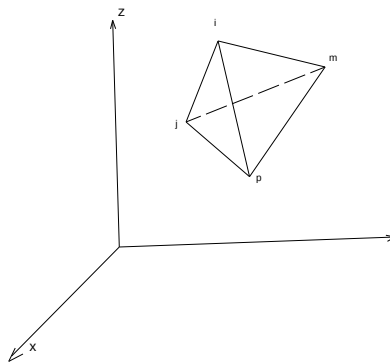


Figura 5.3.4 a) Uso de un tetraedro en la selección del tipo de elemento finito, Referencia SRH

Dado que la representación de la cortina en tetraedros representa utilizar un mayor número de elementos, el análisis se requiere de un mayor número de ecuaciones por lo que los requerimientos computacionales son mayores.

La ventaja de este método consiste en llevar a cabo el análisis basándose en la figura más simple de este elemento que es el triángulo. Sin embargo, la visualización de un tetraedro resulta complicada, es por ello que es preferible utilizar elementos tipo bloque.

Elemento isoparamétrico de ocho nudos y caras planas o elemento 3D

Esta idealización realiza un análisis tridimensional, en el cuál se considera un elemento sólido de 6 caras planas y ocho nudos, en el que se pueden tomar en cuenta los modos de deformación incompatible, este sistema esta referenciado a un sistema de coordenadas x,y,z. Sin embargo, cuenta con un sistema local de referencia en coordenadas curvilíneas. Al establecer una relación entre dichas coordenadas se obtienen las coordenadas curvilíneas de los puntos nodales.

Se suponen los desplazamientos dentro del elemento con las ecuaciones siguientes:

$$u = \sum_{i=1}^8 h_i U_i + h_9 \alpha_{x_1} + h_{10} \alpha_{x_2} + h_{11} \alpha_{x_3} \quad (5.3.3 \text{ c})$$

$$v = \sum_{i=1}^8 h_i V_i + h_9 \alpha_{y_1} + h_{10} \alpha_{y_2} + h_{11} \alpha_{y_3} \quad (5.3.3 \text{ d})$$

$$w = \sum_{i=1}^8 h_i W_i + h_9 \alpha_{z_1} + h_{10} \alpha_{z_2} + h_{11} \alpha_{z_3} \quad (5.3.3 \text{ e})$$

de las cuales

$$h_9 = 1 - \xi^2 \quad (5.3.3 \text{ f})$$

$$h_{10} = 1 - \eta^2 \quad (5.3.3 \text{ g})$$

$$h_{11} = 1 - \zeta^2 \quad (5.3.3 \text{ h})$$

donde

u, v, w desplazamientos dentro del elemento

U_i, V_i y W_i desplazamientos en los puntos nodales de los elementos por lo que van de 1 a 8,

h_i las coordenadas curvilíneas de los nodos

ξ, η, ζ coordenadas curvilíneas

Para considerar los cambios de temperatura dentro del elemento se utiliza la expresión:

$$T = \sum_{i=1}^8 h_i T_i \quad (5.3.3 \text{ i})$$

donde

T_i cambios de temperatura en los puntos nodales

h_i coordenadas curvilíneas de los puntos nodales

Las funciones de interpolación en las ecuaciones (5.3.3 f), (5.3.3 g), (5.3.3 h) están expresadas en términos de los desplazamientos de un punto nodal interno. Los correspondientes grados de libertad en el nivel del elemento son eliminados por condensación estática teniendo finalmente un sistema de ecuaciones que queda representado en una matriz de rigideces de 24 x 24 elementos. Finalmente, conociendo los desplazamientos en el interior del elemento, se determinan los esfuerzos internos del mismo.

Elemento cascarón grueso, representado por nudos en un plano medio (Thikshel)

Se basa en analizar una sección curva, conocida como un hexaedro isoparamétrico cuya geometría se define en 8 nudos. Está referido a un sistema global de referencia X, Y, Z y a un sistema local ξ, η, ζ , que varían desde -1 a +1 dentro del elemento.

Se identifican nudos para una cara intermedia entre las caras curvas, en ellos se definen 5 grados de libertad en función de los desplazamientos de los nudos de la superficie. Las traslaciones de estos nudos son el promedio de traslaciones de los correspondientes nudos de superficies; las rotaciones de un nudo de la superficie media están dadas por la diferencia entre las traslaciones del nudo de superficie en el plano. La condición de cero esfuerzos en la condición, se substituye por el grado de libertad cambio-en-espesor; la matriz de rigideces de este elemento es de 40 x 40.

Los exaedros isoparaméricos se pueden conectar con cualquier otro elemento tridimensional, incluyendo los de cimentación; en este caso se hace a través de un elemento de transición cuyo análisis es básicamente igual, con la diferencia de que esta matriz de rigideces tiene una medida máxima de 48 x 48.

Elemento de cascarón grueso en 3D

Esta idealización mejora el análisis de la descrita anteriormente considerando los nudos de deformación incompatible y considerando los 16 nudos de la sección sin simplificarla por medio de una superficie media. La dimensión de la matriz de rigideces del elemento es de 48 x 48. Figura 5.3.4 b).

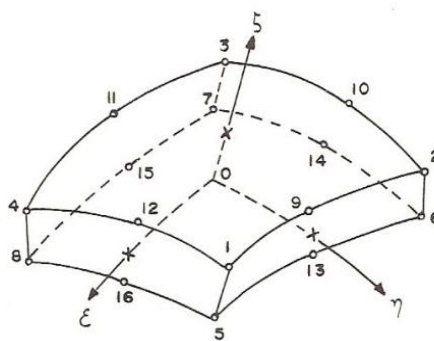


Figura 5.3.4 b) Elemento cascarón grueso en 3D

5.3.6.1 Procedimiento del análisis estático

La ecuación de equilibrio estático para el método de elemento finito esta expresada por

$$K u = R \quad (5.3.6.1)$$

donde

K matriz de rigideces del sistema

u vector desplazamiento

R vector de cargas en los puntos nodales

Para la solución de la ecuación mostrada anteriormente, primeramente se ensambla la matriz global de rigideces y el vector de cargas, calculándose los desplazamientos nodales.

El método admite tomar varios vectores de carga en un análisis estático y calcular los correspondientes vectores de desplazamiento por medio de eliminación de Gauss. Cada vector de cargas consiste en la suma de dos vectores: uno para fuerzas concentradas o momentos en los nodos y otro que considera la distribución de cargas del elemento.

Para cada elemento se pueden considerar las cargas de gravedad, presión uniforme o hidrostática y las variaciones de temperatura, de tal suerte que los resultados que se obtienen del análisis, consisten en los desplazamientos de los punto nodales y los esfuerzos de los elementos del sistema debidos a la aplicación de las cargas, con lo que se conoce la distribución de esfuerzos en la cortina, en su cimentación y los niveles de desplazamiento del sistema.

5.3.6.2 Análisis sísmico o procedimiento de análisis dinámico

EL método de elementos finitos, realiza también un análisis dinámico de su estructura; este análisis consiste en calcular las frecuencias y formas modales del sistema cortina de arco-cimentación y elaborar el análisis sísmico utilizando un tipo de método como es el de superposición modal.

En este análisis se parte de la suposición de que la roca de cimentación es deformable y una porción un poco más lejos de ésta tiene un comportamiento rígido.

Obtención de frecuencias y formas modales del sistema

Las ecuaciones de equilibrio dinámico, en términos de los desplazamientos relativos de la cimentación indeformable, con los mismos grados de libertad para el análisis estático, se expresa como:

$$f_i + f_d + f_e = p \quad (5.3.6.2 a)$$

donde

f_i vector de inercia

f_d vector de amortiguamiento elástico

f_e vector de fuerzas externas

Expresando esta ecuación de otra forma, se tiene que:

$$M\ddot{u}_a + C\dot{u} + k u = P w \quad (5.3.6.2 \text{ b})$$

$$\ddot{U}_a = \ddot{u} + r \ddot{u}_g \quad (5.3.6.2 \text{ c})$$

donde

$\ddot{u}_a$ vector de aceleraciones absolutas de los puntos nodales respecto a la cimentación rígida

$\ddot{u}_g$ vector de aceleración del temblor

r matriz de coeficientes de influencia en función de los desplazamientos de cada grado de libertad del sistema

u vector de aceleraciones relativas de los puntos nodales respecto a la cimentación rígida

M matriz de masas

C matriz de amortiguamiento

K matriz de rigideces del sistema

Combinando estas dos últimas ecuaciones, las ecuaciones de equilibrio dinámico quedan expresadas con la ecuación siguiente:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + k u = P \quad (5.3.6.2 \text{ d})$$

donde

P carga efectiva

$$P = -M r \ddot{u}_g = -(M_x, M_y, M_z) * \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{xg} \\ \ddot{u}_{yg} \\ \ddot{u}_{zg} \end{Bmatrix} \quad (5.3.6.2 \text{ e})$$

para la cual

M_x, M_y, M_z son vectores que se forman con combinaciones de las columnas de la matriz M

Para resolver el conjunto de ecuaciones diferenciales acopladas de segundo orden, se calcula un número limitado de las frecuencias más bajas y formas modales, asociadas a vibraciones libres de estructura. El problema de valores característicos se puede expresar como:

$$k\Phi = M\Phi\Omega^2 \quad (5.3.6.2 f)$$

donde

Φ matriz cuyas columnas representan los vectores de desplazamiento correspondiente a formas modales

Ω^2 matriz diagonal asociada al cuadrado de las frecuencias

El método que se utiliza para resolver el problema de vibraciones libres de sistemas estructurales, es reducir el número de grados de libertad por el método de Ritz, en este método el vector de desplazamientos "u" del sistema, se supone como una combinación lineal de los vectores de desplazamientos q ($q \geq p$), obtenidos de un conjunto de vectores independientes de cargas del sistema.

$$U = a x \quad (5.3.6.2 g)$$

a matriz conformada por columnas obtenidas del análisis estático

x vector de desplazamientos generalizado

Tomando en consideración lo anterior, las ecuaciones de vibración libre del sistema se pueden expresar como:

$$M^*\ddot{x} + k^*x = 0 \quad (5.3.6.2 h)$$

donde

$$M^* = a^T M a \quad (5.3.6.2 i)$$

$$k^* = a^T k a \quad (5.3.6.2 j)$$

Una vez calculados los vectores característicos, del sistema reducido, se obtienen las formas nodales del sistema original con la ecuación (5.3.6.2 h). Este método es aproximado, ya que depende de un conjunto de vectores de carga independientes, que producen las formas supuestas, sus resultados mejoran si se aplican en forma repetida donde los vectores característicos calculados se utilizan como vectores de prueba para el paso de solución siguiente.

Los resultados de un análisis de vibración libre consiste en un determinado número de las frecuencias más bajas y las formas modales del sistema y las formas modales están referidas a los desplazamientos del punto nodales.

Método de superposición modal

La respuesta sísmica del sistema cortina de arco-cimentación se supone contenida en los conjuntos de vectores con más bajos modos de vibración libre.

Al aplicar el método de superposición modal, esta suposición se expresa como:

$$U = \Phi x \quad (5.3.6.2 \text{ k})$$

donde

Φ conjunto de vectores

x vector de desplazamiento generalizado

Se cumple que

$$Q^T M \Phi = I \quad (5.3.6.2 \text{ l})$$

$$Q^T K \Phi = \Omega^2 \quad (5.3.6.2 \text{ m})$$

de donde las ecuaciones de movimiento se pueden expresar como:

$$\ddot{X} + C^* \dot{X} + \Omega^2 X = P^* \quad (5.3.6.2 \text{ n})$$

donde

$$C^* = \Phi^T C \Phi \quad (5.3.6.2 \text{ o})$$

$$P^* = \Phi^T P \quad (5.3.6.2 \text{ p})$$

Ω^2 matriz diagonal relacionada con el cuadrado de las frecuencias

Suponiendo que la matriz de amortiguamiento C , satisface la condición de ortogonalidad:

$$\Phi_i^T C \Phi_j = 0 \quad \text{para } i \neq j$$

la ecuación 5.3.6.2 n representa un conjunto de “p” ecuaciones desacopladas. La i ésima ecuación se puede escribir como:

$$\ddot{X}_i + 2\omega_i \xi_i \dot{X}_i + \omega_i^2 X_i = P_i^* \quad (5.3.6.2 \text{ q})$$

$i = 1, 2, \dots, p$

$$P_i^* = \Phi_i^T P \quad (5.3.6.2 \text{ r})$$

donde

ω_i iésima frecuencia natural, y ξ_i representa la relación de amortiguamiento crítico para el i-ésimo modo.

Esta última ecuación calcula el vector de desplazamientos generalizados X ; la ecuación (5.3.6.2 k) se utiliza para calcular los desplazamientos reales, con los que posteriormente se obtienen los esfuerzos del sistema. Los desplazamientos de la estructura se pueden obtener al resolver cada una de las ecuaciones (5.3.6.2 r), por integración, suponiendo que las aceleraciones tienen una variación lineal en cada paso de la solución.

Si para el análisis dinámico se utiliza el método de respuesta espectral (una aproximación del método de superposición modal), solamente se obtiene el valor máximo de cada componente de desplazamientos y esfuerzos de la estructura.

5.3 Estabilidad de cortinas tipo gravedad

Son cortinas hechas de concreto masivo, es decir no llevan acero de refuerzo, por lo tanto, su componente fundamental es el peso propio, el cual será casi la única fuerza que se opondrá al resto de fuerzas que actúan sobre la cortina.

Por lo mencionado, el diseño y análisis de una cortina gravedad empieza con una sección triangular, que luego se va modificando de acuerdo al análisis de estabilidad que se hace para ella, ver Figura 5.4

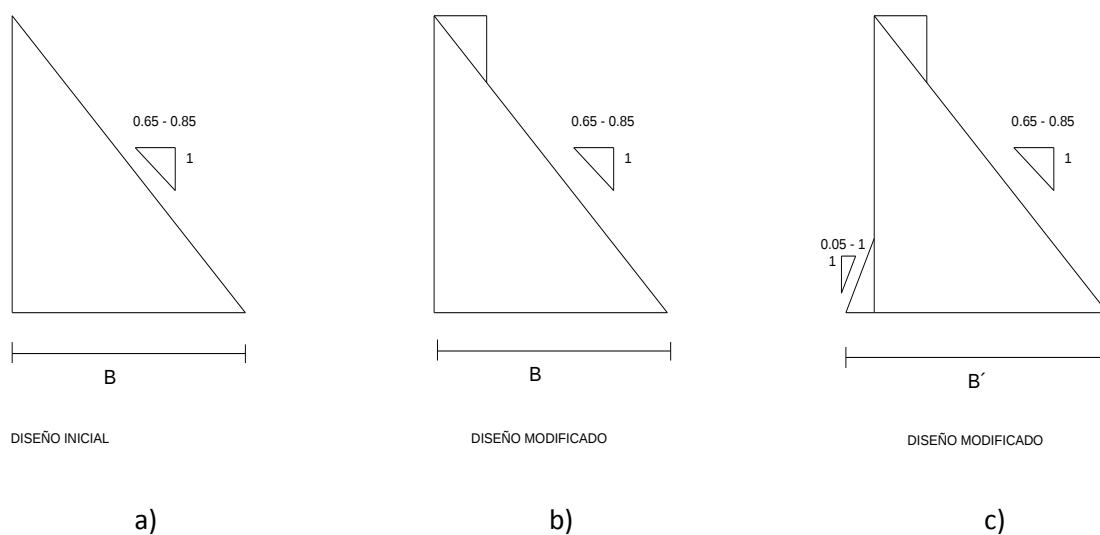


Figura 5.4 Cortina elemental triangular sin y con modificaciones

5.4.1 Análisis de fuerzas actuantes

En corte longitudinal la pared o paramento aguas arriba es vertical o tiene una pequeña pendiente y la cara aguas abajo tiene una pendiente bastante fuerte ($\alpha > 45^\circ$)

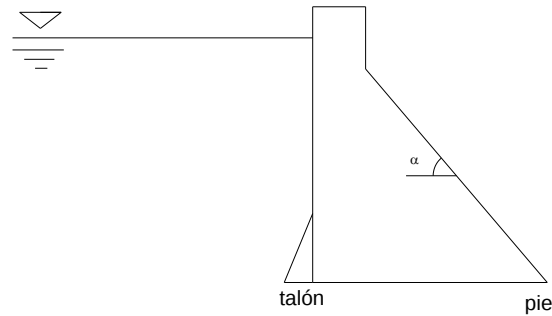


Figura 5.4. 1 a) Cortina gravedad, indicando sus elementos

Las fuerzas que actúan en este tipo de cortinas son, (las cuales también se encuentran presentes en los otros tipos de cortinas), ver figura 5.4.1 b)

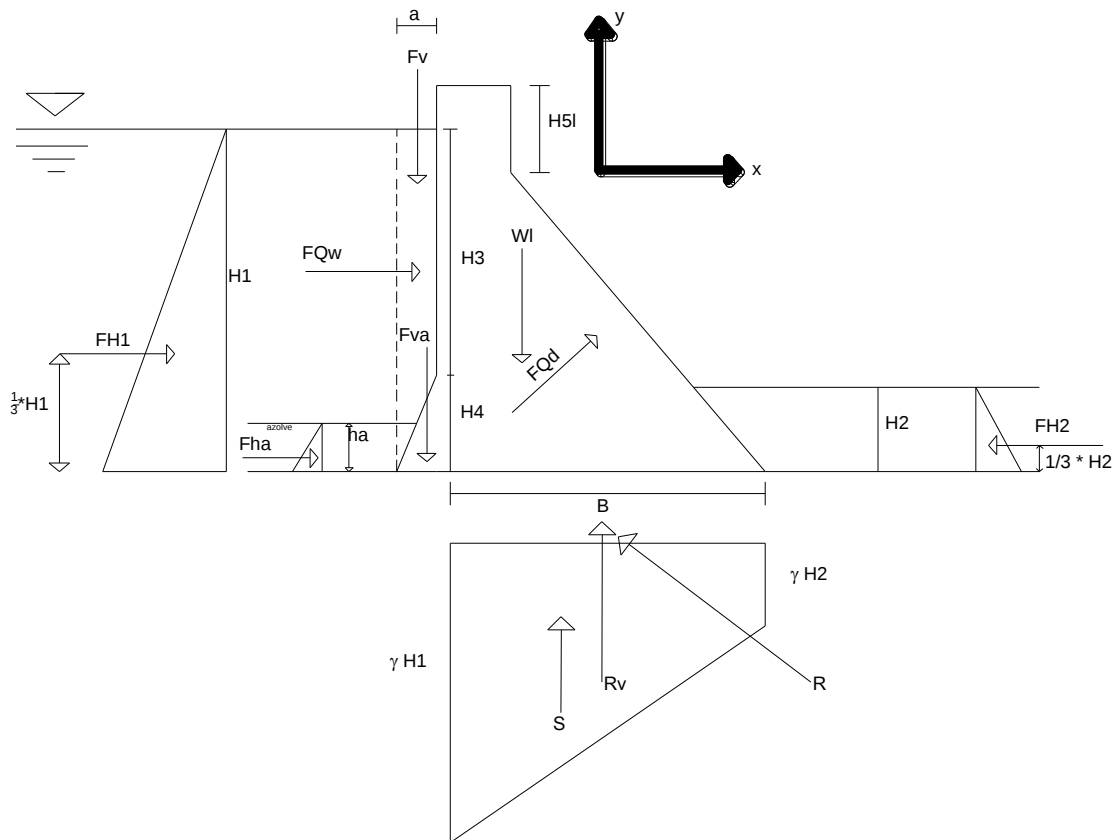


Figura 5.4.1 b) Fuerzas actuantes sobre una cortina tipo gravedad

5.4.1.1 Empuje hidrostático

Debido al tirante de agua aguas arriba y también, si es el caso, al de aguas abajo, el nivel del agua en el vaso de almacenamiento, Puede ser el NAME, NAMO, NAMINO o cualquier otro, ejerce un empuje sobre la cortina . Se calcula con la ecuación general siguiente

$$FH = \gamma A Z_G \quad (5.4.1.1 a)$$

donde

γ peso específico del agua

A área de la sección donde se desea calcular el empuje (normal al flujo)

Z_G profundidad medida desde el centro de gravedad de la sección hasta la superficie libre del agua y se mide verticalmente.

Por ejemplo, la componente horizontal es igual a:

$$FH_1 = \gamma H_1(b) \left(\frac{H_1}{2} \right) = \gamma b \left(\frac{H_1^2}{2} \right) \quad (5.4.1.1 b)$$

donde

b es el ancho de la sección

Si existe tirante de agua en el paramento aguas abajo

$$FH_2 = \gamma H_2(b) \left(\frac{H_2}{2} \right) = \gamma b \left(\frac{H_2^2}{2} \right) \quad (5.4.1.1 c)$$

Ambas fuerzas también se pueden calcular con el concepto de prisma de presión y están actuando y tomando en cuenta la ley hidrostática, ella estará aplicada a $\frac{1}{3} H_1$ y a $\frac{1}{3} H_2$, respectivamente.

La componente vertical (principio de Arquímedes) es igual a:

$$F = \gamma V \quad (5.4.1.1 c)$$

donde

V volumen del líquido desalojado (m^3)

$$F = \gamma \left(\frac{H_1 + H_3}{2} \right) ab \quad (5.4.1.1 d)$$

1. Peso propio

Es el peso de la cortina es igual a:

$$W = \gamma_m V \quad (5.4.1.1)$$

e)

donde

γ_m peso específico del material de que esté hecha la cortina, se puede usar 2.4 o 2.5 ton/m³ (concreto) ó 2.2 ton/m³ (mampostería)

W está actuando en el centro de gravedad de la sección de la cortina, la cual para facilidad de cálculo se puede dividir en figuras geométricas conocidas.

5.4.1.2 Empuje de azolves

Es provocado por el material que se deposita sobre el talón de la cortina. Se calcula como si fuera un empuje activo de tierra el cual según la teoría de Rankine, es igual a

$$Fh_a = \frac{\gamma'_s}{2} \frac{H_a^2 (1 - \sin \phi)}{1 + \sin \phi} b \quad (5.4.1.2 a)$$

donde

γ'_s peso específico del mterial sumerigdo , en ton/m³

Φ ángulo de fricción interna,

H_a profundidad o altura del azolve, en metros

Para diseños preliminares se considera que

$$Fh_a = n \frac{\gamma'_s H_a^2}{2} ab \quad \gamma'_s = 0.36 \text{ ton/m}^3 \quad (5.4.1.2 b)$$

$$FV_a = \gamma'_s V_a \quad \gamma'_s = 0.92 \text{ ton/m}^3 \quad (5.4.1.2 c)$$

donde γ'_s es el peso específico sumergido de los sólidos.

$$\gamma'_s = \gamma_s \frac{S_s - 1}{S_s} \quad (5.4.1.2 d)$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_a} \quad (5.4.1.2 e)$$

La altura de azolve se calcula determinando primero el gasto total de sedimentos Q_s , el cual debe incluir los gastos de arrastre en la capa de fondo, de fondo en suspensión, de suspensión y de lavado, lo cual se hace aplicando las ecuaciones usadas en la Hidráulica Fluvial (ver Referencia 10).

Multiplicando el Q_s por un tiempo que, en este caso, corresponde a la vida útil de la obra, se obtiene el volumen de sólidos o azolve, por último conocido el volumen de sólidos, con este dato se entra a la curva elevaciones-volúmenes del vaso de almacenamiento y se obtiene la elevación que corresponde a este volumen que restado de la elevación de desplante de la cortina el resultado es la altura de azolve H_a .

FHa está actuando a $\frac{1}{3}Ha$ y FV_a esta actuando a $\frac{1}{3}a$.

5.4.1.3 Subpresión

Está relacionada con la infiltración que se produce a través del material sobre el cual se desplanta la cortina. Si el material de la cimentación es homogéneo y permeable la supresión varía linealmente de acuerdo con la ley de la hidrostática y se obtiene como:

$$S = \left(\frac{\gamma_a H_1 + \gamma_a H_2}{2} \right) bB \quad (5.4.1.3)$$

El valor de S se multiplica por un factor menor que 1 si el material de la cimentación es impermeable, pero si se desea tomar en cuenta la condición más desfavorable, no se afecta por ninguna cantidad.

La mayor parte de las cortinas tiene una cimentación permeable ya que se desplanta a poca profundidad del cauce y generalmente en el lecho del río se encuentran materiales como grava, cantos rodados y boleó que son muy parecidos.

Las cortinas sobre este tipo de material deben diseñarse para que la velocidad del agua bajo la estructura tenga velocidades bajas para evitar que se presenten la probabilidad de tubificación.

La subpresión se reduce colocando drenes y el gasto de filtración se calcula con la ecuación de Darcy. Con el dentellón (de concreto o arcilla), delantales o tapetes de arcilla compactada se aumenta la longitud de filtración. Los drenes reducen la filtración que llega hasta el pie de la cortina.

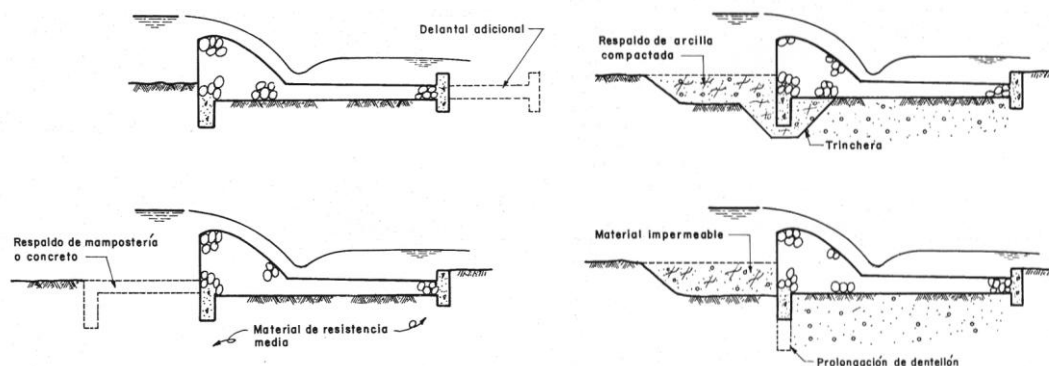


Figura 5.4.1.3 Formas para aumentar la infiltración de una presa de derivación, Referencia SRH

5.4.1.4 Fuerza de sismo

Un sismo o temblor ocasiona la presencia de una aceleración, esta produce dos efectos, uno en que se genera la oscilación de la masa de agua dentro del vaso de almacenamiento y que genera una fuerza que actúa sobre la cortina y el otro es una fuerza dentro del cuerpo de la cortina.

A continuación se presenta el cálculo de las correspondientes fuerzas.

FQ_D Fuerza de sismo debido a la aceleración de éste dentro del cuerpo de la cortina, la cual corresponde a una fuerza de inercia

$$FQ_D = \frac{W}{g} a \quad (5.4.1.4 a)$$

W peso de la cortina (kg)

a aceleración del sismo (m/s^2)

se recomienda utilizar los valores siguientes

$$a = \frac{1}{10} g \quad \text{para la dirección horizontal}$$

$$a = \frac{1}{12} g \quad \text{para la dirección vertical}$$

Ambas están aplicadas en el centroide de la cortina

FQ_W Fuerza de sismo sobre la cortina debida al movimiento del agua que provoca un movimiento de la presión hidrostática. Según Von Korman es igual a

$$FQ_W = \frac{5}{9} \gamma H^2 b \frac{a}{g} \quad (5.4.1.4 b)$$

FQ_W actúa horizontalmente y está ubicada a $\frac{4}{3\pi} H$, medida de la base hacia arriba.

Los valores de a también pueden definirse del trabajo de Esteva, mencionado anteriormente.

5.4.1.5 Otras fuerzas

Para considerar la fuerza producida por el hielo se recomienda utilizar

$$F_I \approx 5000 H_1 b \quad (5.4.1.5 a)$$

donde H_1 es el espesor de la capa de hielo que se genera en el lago de la presa. En nuestro país no se tiene este problema pero, por ejemplo, en los Estados Unidos resulta muy común.

Otras fuerzas que pueden tomarse en cuenta son las debidas al viento, al oleaje que se forma por la acción del viento etc.

La resultante total R se obtiene haciendo la suma de fuerzas en las direcciones (x,y) y es igual a

$$F_H + F_{Ha} + F_{HQW} + F_{QD} - R_H = 0 \quad (5.4.1.5 \text{ b})$$

$$R_V - W - F_v + F_{QD} - F_{Va} + S = 0 \quad (5.4.1.5 \text{ c})$$

Aplicando la ley del paralelogramo

$$R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2} \quad (5.4.1.5 \text{ d})$$

$$\theta = \arctan \frac{R_H}{R_V} \quad (5.4.1.5 \text{ e})$$

El punto de aplicación de R, se obtiene tomando momentos con respecto a un punto seleccionado de antemano.

5.4.1.6 Reacción del terreno

Para que exista estabilidad de la cortina, bajo cualquier condición de fuerzas horizontales y verticales que actúan en ella se deberá oponer otra producida por la reacción del terreno, esta reacción debe ser igual y contraria a la resultante de las fuerzas que actúan sobre la cortina, La resistencia del terreno debe tener una capacidad de carga mayor a la solicitada.

De acuerdo a la tercera ley de Newton, a toda acción corresponde una reacción de igual magnitud y sentido contrario, tomando en cuenta lo mencionado, se prolonga la línea de acción de la R hasta la base y el terreno tendrá que tener la capacidad de carga necesaria para resistirla. Por lo tanto el terreno también tendrá una reacción.

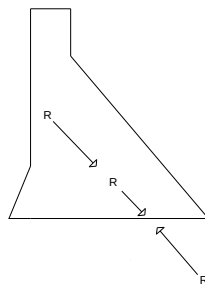


Figura 5.4. 1.6 a) Reacción en una cortina tipo gravedad

Para diseño o revisión de una cortina se seleccionan las alternativas siguientes:

- a) Vaso lleno
 - NAME, azolve, supresión y sin sismo
 - NAMO, azolves, supresión y con sismo

b) Vaso vacío

- azolve, supresión y sin sismo
- azolves, supresión y con sismo

Si para vaso vacío R cae fuera del tercio medio, aguas arriba se debe proporcionar un ancho adicional a la base de la presa colocando para ello un talud en el paramento de aguas arriba (se amplía la base y por tanto R cae dentro del nuevo tercio).

Si para vaso lleno la R cae fuera del tercio medio aguas abajo se debe reducir el talud del paramento aguas abajo (se disminuye la base y por tanto R cae dentro del nuevo tercio).

Para todas las condiciones de vaso lleno y vacío R debe caer en el tercio medio de la base.

Si actúa una fuerza de compresión dentro del núcleo central entonces en toda la sección transversal en planta sólo se presentan esfuerzos de tensión o compresión, si no se cumple con esto existen simultáneamente ambos tipos de esfuerzos

Lo mencionado se resume en lo siguiente (ver Referencia 7, figura 5.4.1.6 b)

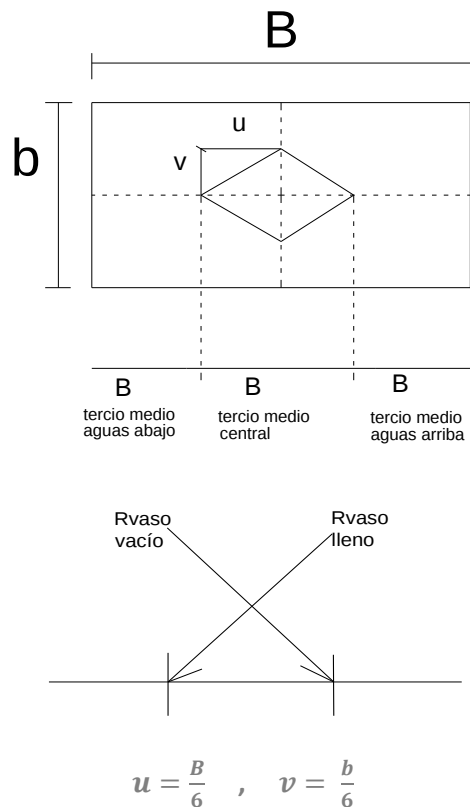


Figura 5.4.1.6 b) Efecto de las fuerzas en el núcleo central de la cortina

MATERIAL	CAPACIDADES DE CARGA ADMISIBLES (ton/m ²)	
Granito	422-703	
Caliza	281-563	
Arenizca	281-422	
Arena muy fina o limo	29.3	densa
Arena fina	9.8	suelta
Arena media	29.3	3
Arena gruesa	29.3	3
Grava fina	48.8	5
Grava media	48.8	5
Grava y arena	48.8	5-10 97.6
Grava gruesa incluyendo cantos	48.8	5-10 97.6
Boleo con algo de cantos y grava	97.6	10
Boleo, grava y arena	48.8	5
Arcilla blanda	9.8	1
Arcilla media	39.06	4
Arcilla dura	58.6	6
Arcilla muy dura o toba	97.6	10
Roca buena	976.5	100
Roca laminada	341.8	35

Tabla 5.4.1.6 Valores de capacidad de carga de los materiales de cimentación, Referencia 12

Generalmente, la estabilidad de la cortina se hace en función de los factores de seguridad contra el volteo y el deslizamiento. Adicionalmente, los mayores esfuerzos que resiste el material de la cimentación es decir, hay que calcular las solicitaciones de carga que va a provocar la cortina y verificar que el material de la cimentación los pueda resistir. En la Tabla 5.4.1.6 se proporcionan algunos valores de esfuerzos permisibles.

5.4.2 Factor de seguridad ante volteo

El volteo se da al pie de la cortina tipo gravedad y su cálculo se fundamenta a partir del equilibrio entre la suma de momentos de las fuerzas que favorecen y las que se oponen. Lo anterior se escribe como:

$$\sum \text{de momentos que se oponen al volteo} = \sum \text{momentos que favorecen al volteo}$$

Por lo tanto el factor de seguridad contra el volteo se define como la relación entre el momento que se opone al volteo entre el momento que ayuda a voltearla al pie de la cortina (tomando momentos con respecto al pie de la cortina)

$$FS = \frac{\sum \text{Momento que se opone al volteo}}{\sum \text{Momento que favorece el volteo}} \quad (5.4.2)$$

El coeficiente debe variar entre 2 y 3, y si es menor de 2 debe cambiar el ancho de la base B, si el FS_{volteo} es igual a 1 indica que la resultante pasa al pie de la cortina.

5.4.3 Factor de seguridad ante deslizamiento

En este caso se establece el equilibrio entre las fuerzas horizontales que favorecen el deslizamiento y las que se oponen al mismo

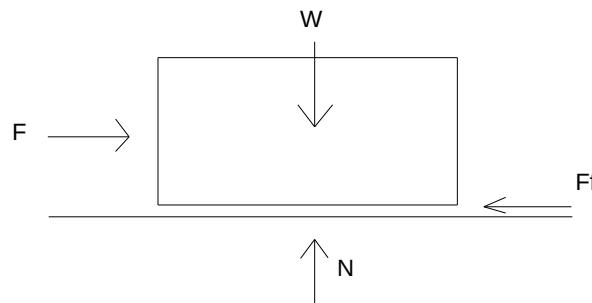


Figura 5.4.3 Diagrama de un cuerpo sometido a fricción

$$Ff = \mu N \quad (5.4.3 \text{ a})$$

$$N = W \quad (5.4.3 \text{ b})$$

μ coeficiente de fricción

$$F = Ff \quad (5.4.3 \text{ c})$$

Generalizando, se tiene que el equilibrio de fuerzas esta dado por

$$\mu = \frac{\sum F_{\text{horizontales}}}{\sum F_{\text{verticales}}} \quad (5.4.3 \text{ d})$$

Si el μ calculado con la ecuación anterior es menor o igual al obtenido en laboratorio , llamado coeficiente de rozamiento estático, ver Tabla 5.4.3 , la cortina es segura ante deslizamiento.

El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento se puede calcular como el inverso de μ

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{\text{verticales}}}{\sum F_{\text{horizontales}}} \quad (5.4.3 \text{ e})$$

MATERIAL	COEFICIENTE DE SGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO f	COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURIDAD QUE SE SUGIERE f_s
Concreto sobre concreto	0.65 - 0.8	
Concreto sbre roca profunda	0.8	1-1.5
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1-1.5
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	1-1.5
Concreto sore arena	0.3	2.5
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5
Concreto sobre limo y arcilla	0.3	2.5 *

* se requieren pruebas para determinar la seguridad

Tabla 5.4.3. Rozamiento, Referencia 12

El valor de $FS_{\text{deslizamiento}}$ debe variar entre 1 y 1.5 para superficies del terreno con buena roca y si son blandos 2.5. Si el $FS_{\text{deslizamiento}}$ es menor a 1 se debe cambiar el ancho de la base B.

5.4.4 Esfuerzos en los materiales

Se presenta falla en los materiales, si los esfuerzos a que están sometidos son mayores que los admisibles que ellos soportan, por tanto se evita esto revisando que en cualquier sección de la estructura se tengan esfuerzos mayores a los permisibles.

Lo anterior es esencial que se cumpla en el desplante de la cortina ya que se deben tener esfuerzos de compresión únicamente ya que el concreto no admite tensiones. Los esfuerzos de trabajo típicos empleados en los proyecto de cortinas de concreto son de 0 a 7.03 k/cm² 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.

Para cualquier condición se tienen los posibles diagramas de esfuerzos siguientes.

Los esfuerzos sobre la base se calculan con la formula de la escuadría, que es una combinación de los directos y de flexión.

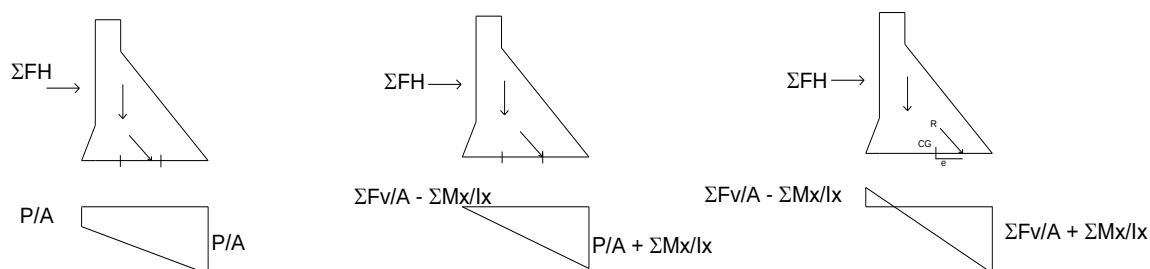


Figura 5.4.4 a) Esfuerzos de tensión y compresión en la cortina

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{\Sigma M}{I_x} m \quad (5.4.4 a)$$

σ = Esfuerzo directo $\pm$ esfuerzo a flexión

$$\sigma = \frac{\Sigma F_v}{A} \pm \frac{\Sigma M}{I_x} m \quad (5.4.4 b)$$

$$\Sigma M = \Sigma F_v(e) \quad (5.4.4 c)$$

A área de la base

ΣF_v sumatoria de todas las fuerzas verticales excluyendo la reacción del a cimentación

ΣM la suma de los momentos de todas las fuerzas verticales incluyendo la supresión con respecto al centro de gravedad (positivo si gira con respecto las manecillas del reloj)

I_x momento de inercia de la base

B ancho unitario

e excentricidad de la resultante (distancia entre el CG de la base y donde pasa la resultante)

m distancia del centro de gravedad de la base a donde se desea valuar el esfuerzo

$$\frac{\Sigma M}{I} m = \frac{\Sigma(F_v)e}{I} m \quad (5.4.4 d)$$

Para ubicar la distancia a la cual se ubica la resultante se toman momentos con respecto a un punto; por ejemplo el punto A

$$\Sigma F_H(\text{brazo de palanca}) + \Sigma F_v(\text{brazo de palanca}) - R_v z = 0 \quad (5.4.4 e)$$

En este caso no se considera R_H por no tener brazo de palanca.

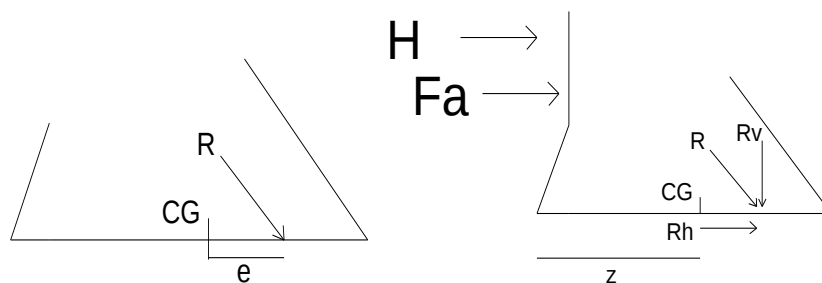


Figura 5.4. b) excentricidad respecto a la resultante

Para lo anterior se ha considerado que la base tiene sección rectangular $I = \frac{B^3}{12}$ (1) , $A=B$, $CG=0.5B$ y ancho unitario

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{\sum M}{I_x} m \quad (5.4.4 f)$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B*1} \pm \frac{\sum F_v}{\frac{B^3}{12} (1)} \frac{1}{2} B \quad (5.4.4 g)$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B*1} \pm \frac{\sum F_v}{\frac{B^3}{12} (1)} \frac{1}{2} B \quad (5.4.4 h)$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} \pm \frac{6 \sum F_v e}{B^2} \quad (5.4.4 i)$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} \pm \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (5.4.4 j)$$

Para vaso lleno

$$\text{talón} \quad \sigma' = \frac{\sum F_v}{B} + \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (5.4.4 k)$$

$$\text{pie} \quad \sigma'' = \frac{\sum F_v}{B} \pm \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (5.4.4 l)$$

Para vaso vacío

$$\text{talón} \quad \sigma' = \frac{\sum F_v}{B} - \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (5.4.4 m)$$

$$\text{pie} \quad \sigma'' = \frac{\sum F_v}{B} + \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (5.4.4 n)$$

Si se acepta que el esfuerzo sea igual a cero en el talón incluyendo subpresión, pero no sismo, azolve y hielo, para las condiciones de diseño la cortina está segura contra el volteo; se compara con los esfuerzos que puede resistir el concreto, si es negativo se tienen esfuerzos de tensión.

Una supresión mayor cuando se combina con otra carga puede provocar grietas a lo largo de la base porque se excede la resistencia a la tensión del concreto sobre concreto o del concreto sobre la roca o por haberse formado un plano débil durante la construcción.

5.5 Estabilidad de cortinas de enrocamiento con cara de concreto

5.5.1 Diseño de la cortina

Estas cortinas se componen principalmente de materiales sueltos que admiten deformaciones, por ello son consideradas cortinas flexibles. Su cara de concreto colocada en la actualidad en su paramento mojado, brinda impermeabilidad y reduce el volumen del material que se necesita para brindarle estabilidad, disminuyendo también costos por explotación y acarreo.

A diferencia de las cortinas tipo gravedad construidas de concreto masivo o CCR, la pantalla de concreto requiere acero de refuerzo para resistir los esfuerzos de tensión, por lo que dentro de su diseño deben incluirse un análisis de esfuerzos para la correcta ubicación del acero de refuerzo. El concreto que se utiliza lleva también un diseño detallado que permita explotar al máximo sus propiedades. Como todo el concreto reforzado, para su colocación se necesita una estructura falsa que brinde estabilidad durante su fraguado, en este caso por cuestiones económicas y prácticas se utiliza una cimbra deslizante.

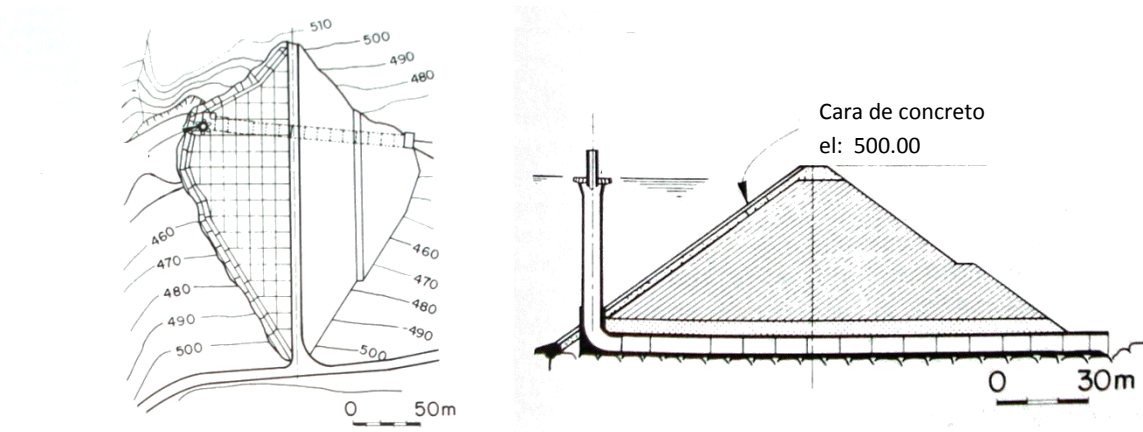


Figura 5.5.1 Vista en planta y sección de una cortina de ECC, Referencia 1

5.5.1.1 Construcción del terraplén

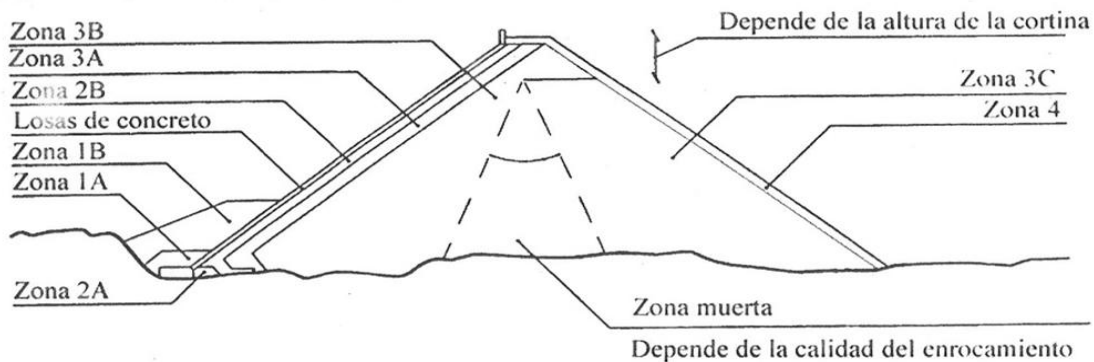
El acomodo de los materiales del terraplén es seleccionado de acuerdo a su capacidad de compresibilidad. Los enrocamientos, ya sean rocas bien graduadas o uniformes presentan una alta compresibilidad por lo que es conveniente colocarlas en el talud aguas abajo. Las gravas, presentan una menor compresibilidad por lo que es admisible colocarlas en zonas internas de la cortina. Aprovechando las características de la grava y enrocamiento se hace una combinación de estas colocando las gravas en la zona aguas arriba de la cortina y el enrocamiento en el paramento aguas abajo; la combinación proporciona ventajas económicas, sin embargo se tiene como desventaja que la combinación de materiales llega a producir asentamientos y estos provocan agrietamientos en la cortina si no se tiene una buena calidad en la compactación del enrocamiento.

Los estudios y pruebas geotécnicas realizadas para el material y para la boquilla, proporcionan el espesor de la capa, el número de pasadas que debe darse a cada material y la zona de colocación de éste.

De manera general las cortinas de enrocamiento con cara de concreto tienen el acomodo mostrado en la figura 5.5.1.1 donde podemos distinguir 4 zonas principales y una zona de drenes.

La zona 1 es un depósito que cubre la junta abierta entre el plinto y la losa de concreto o algunas fisuras de las losas. La zona 1ª, el proceso de colocación de los limos requiere una ligera compactación en capas de 20 a 30 cm por medio de platos vibratorios, está compuesta por arena fina limosa que puede ser de origen aluvial o de cenizas volantes, este material rellena las juntas abiertas o las fisuras de las losas adyacentes. El material 1B confina al material 1A y lo protege contra escurrimientos de agua durante la construcción, se forma con material aleatorio

compactado por camiones o bulldozers de 2 toneladas, en sus laderas se colocan costales de arena.



- 1A SUELO SIN COHESIÓN
- 1B ALEATORIO
- 2A MATERIAL PROCESADO
- 2B MATERIAL PROCESADO
- 3A ROCAS DE MENOR TAMAÑO COLOCADAS EN CAPAS COMO EN ZONA 2
- 3B ENROCAMIENTO DEL BANCO DESDE 0.8 HASTA 1.0 M
- 3C ENROCAMIENTO DEL BANCO DESDE 1.6 M HASTA 2.0 M
- 4 ENROCAMIENTO DE AGUAS ABAJO

Figura 5.5.1.1 Sección típica de una cortina de ECC, Referencia 5

La zona 2 se compone de 2 tipos de filtros; el 2A retiene la arena fina limosa y evita las filtraciones por medio de material procesado en tamices, se coloca en capas de 20 cm consolidadas con compactadores vibratorios manuales en el cuerpo de la cortina y con platos vibratorios montados sobre una retroexcavadora en la pendiente de la cara; la zona 2B también está compuesta por material procesado que controla las filtraciones y da soporte a la losa, esta zona es considerada una zona de amortiguamiento que además controla las filtraciones de la cortina, su material se compacta en capas de 30 cm para las gravas y de 50 cm para el enrocamiento procesado.

La zona 3 constituye el cuerpo del terraplén dividida su vez en 3 zonas; 3A, 3B, 3C. La zona 3A es simplemente la transición entre la capa 2B y 3B. La zona 3B constituye el cuerpo principal de la cortina formado por capas de 1 m máximo de espesor; este material abarca más de 1/3 de la sección transversal de la cortina.

Las 2/3 partes restantes de la cortina, la constituyen la zona 3C, formada por enrocamientos intemperizados compactados en capas de espesores menores a 2 metros. Esta sección puede o no incluir una zona muerta en donde se coloca material de baja calidad para reducir los costos de roca del proyecto, esta zona se coloca entre la zona 3B y 3C.

Finalmente, la zona 4 tiene como propósito dar un buen terminado de la cortina colocando enrocamientos de gran tamaño en el talud aguas abajo.

5.5.1.2 Construcción de la losa de concreto y plinto

En la zona de la boquilla donde es colocada la losa de concreto se coloca una cimentación llamada plinto (en el caso de cortinas de enrocamiento con cara de concreto), posterior a su colocación deben llevarse a cabo dos procesos constructivos; uno es de excavación y el otro de tratamiento de la boquilla.

La excavación admite el uso de explosivos siempre y cuando se quede perfectamente controlada la zona de voladuras, puesto que en casos de sobre excavación sería necesario colocar el plinto sobre muros altos. Generalmente, este proceso se lleva a cabo con perforadoras hidráulicas de oruga, y camiones de carga y retroexcavadoras que transporten el material extraído.

La boquilla algunas veces cuenta con fallas, fracturas o roca intemperizada, en estos casos es necesario brindar un tratamiento que evite la filtración del agua y pueda provocar fallas en la cortina. A las rocas intemperizadas es posible aplicarles un tratamiento de concreto dental, concreto lanzado reforzado y filtros que eviten el esparcimiento del material. En las fallas o fracturas se aplican inyecciones de concreto que sellen juntas abiertas e impidan las filtraciones.

La colocación de la losa de concreto se hace sobre el material natural aguas arriba, por lo que éste debe tener una preparación que evite problemas en la junta entre la losa y los materiales. La preparación del paramento depende del tipo y características del material, en ocasiones se coloca una guarnición que proteja al material durante la construcción y para proporcionar una base firme donde montar la cimbre y el acero de refuerzo. Las guarniciones se construyen con concreto lanzado o asfalto.

Las mezclas de concreto son adicionadas con puzolanas y agentes reductores de agua con la inclusión de aire. Debe tener un revenimiento de 5 a 7.5 cm y presentar una resistencia promedio de 250 kg/cm^3 probada a los 60 o 90 días.

Las cimbras utilizadas para la colocación de las losas son de dos tipos, las de madera, usadas para la colocación de losas en la unión del plinto que además facilitan la colocación de cimbras deslizantes. Las cimbras deslizantes se utilizan para la colocación de las losas principales en el resto de la cortina.

El acero de refuerzo es colocado en forma de mallas, con acero de refuerzo soldable con un porcentaje máximo del 24% para carbón y un bajo porcentaje de manganeso. El costo de

construcción depende del costo de mano de obra en el sitio y del tiempo de ejecución que se requiera.



Figura 5.5.1.2 Construcción de una cortina de ECC, Referencia 1

5.5.2 Método de análisis por elemento finito (MEF)

En temas anteriores hemos visto, la aplicación de éste método para analizar esfuerzos y deformaciones en cortinas de arco. Las cortinas de arco así como el resto de las cortinas de materiales cementados presentan la ventaja de tener elementos estructurales perfectamente definidos, por lo que es posible aplicar métodos de análisis variados. Sin embargo, para las cortinas flexibles se tiene una variación de los materiales tanto en el cuerpo de la cortina como en la cimentación y por tanto el método de análisis que provee resultados más precisos en este caso se obtienen con el MEF.

El MEF ya visto ha sido analizado para cumplir con las condiciones de elasticidad lineal, en la que se supone una estructura elástica continua.

A pesar de que en la vida real los materiales tienen un comportamiento no lineal, para resolver este problema se supone al material con comportamiento elástico en el cuerpo de la cortina y en su pantalla impermeable.

Estrictamente la losa no puede ser considerada con comportamiento lineal. Sin embargo, dentro de su análisis se incrementan los elementos mecánicos y no se toma en cuenta el contacto de esta

con el plinto, tampoco se considera la flexibilidad adquirida debido a las juntas de cobre que unen a las losas. Al aceptar estas consideraciones se tiene un margen de error lo suficientemente grande para que el análisis sea válido.

Al considerar a los materiales como un medio elástico, las propiedades de mayor interés son el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, por lo que es recomendable analizar la variación de estos en los materiales.

En el caso de los enrocamientos enrocamientos estos parámetros varían de acuerdo al material, su espesor de colocación y compactado, por lo que se realizan pruebas geotécnicas para diferentes tamaños de partícula, diferentes espesores para diferentes compactaciones. Cuando el material queda confinado por otro material, la reducción de sus vacíos es mayor y el material presenta una mayor rigidez. Para considerar este efecto, se utiliza la expresión siguiente propuesta por Romo, en la cual se utilizan los resultados de las pruebas antes mencionadas.

$$E_i = E \left(1 + \frac{\sigma_{oct}(i)}{\sigma_{oct}} \right)^\alpha \quad (5.5.2 a)$$

donde

E_i módulo de elasticidad para cualquier estado de esfuerzos

E módulo elástico para esfuerzos de confinamiento

$\sigma_{oct}(i)$ esfuerzo octaédrico para el estado de esfuerzos i en el pedraplen de prueba

σ_{oct} esfuerzo octaédrico del pedraplen

α coeficiente de ajuste, con un valor de 0.71, propuesto por Romo

Aceptada ya la idealización de la pantalla impermeable como un medio continuo, su módulo de elasticidad se calcula como

$$E = 11000\sqrt{f'c} \quad (5.1.2 b)$$

E módulo de elasticidad del concreto

$f'c$ resistencia del concreto, en kg/cm^2

Una vez consideradas estas variaciones, la aplicación del MEF es equivalente a la analizada para las cortinas de arco visto en el inciso 5.3.4, el cual inicia seleccionando el tipo de elemento finito con el que se modelarán el cuerpo de la cortina y la losa.

Los elementos seleccionados son analizados para conocer los esfuerzos y deformaciones dependiendo de sus características. Se establecen condiciones de frontera para estos elementos

de acuerdo a sus restricciones, tipos de apoyo, cargas puntuales y discontinuidades de carga se definen ecuaciones que determinen el comportamiento de dichos elementos y sus deformaciones.

Conocidas las ecuaciones que describen su deformación se hace una combinación de estas junto con las ecuaciones de compatibilidad, equilibrio y condiciones constitutivas. Posteriormente son definidas las condiciones de frontera, es decir las condiciones de carga y desplazamientos del sistema.

Cuando la cortina cumple con las condiciones de estabilidad bajo cargas estáticas, el análisis siguiente consiste en garantizar su estabilidad por cargas dinámicas. El método de análisis dinámico por MEF, encuentra ecuaciones que describen el movimiento de cada elemento, calculando las frecuencias y formas modales de la cortina y su cimentación, una vez obtenidas, se procede a realizar el análisis sísmico por el método de superposición modal.

5.5.3 Asentamientos y deformaciones

Las cortinas de enrocamiento presentando deformaciones durante su construcción, tanto en el cuerpo de la cortina; donde se encuentran los materiales térreos, como en las losas de concreto reforzado.

En ellas se coloca instrumentación que permite conocer las deformaciones, estas mediciones por una parte sirven como guía para la construcción de nuevas cortinas proporcionando también herramientas para la investigación de las mismas. Por otra parte, permiten conocer si la cortina está trabajando correctamente, o en el caso contrario; sirve para conocer los principales problemas que se llegan a presentar y tomar medidas preventivas o correctivas de acuerdo a las situaciones.

Las deformaciones en cortinas ECC se presentan en los materiales naturales, sin embargo las consecuencias de estas repercuten en el buen funcionamiento de la losa de concreto ya que se encuentran íntimamente ligadas; una deformación excesiva en el cuerpo de la cortina llega a ocasionar fracturas que favorecen las infiltraciones que a su vez ocasionan fallas como las mencionadas en el inciso 5.1.2 de cortinas de materiales naturales.

El método de elemento finito presentado anteriormente, no solo sirve para conocer los esfuerzos y deformaciones en las cortinas, sirve como herramienta para definir valores más precisos que describan el comportamiento de la cortina. Los desplazamientos obtenidos por el MEF, son comparados con las mediciones hechas durante y posteriores a su construcción, teniendo un valor de referencia para comprobar que los asentamientos y deformaciones son los esperados y comprobando indirectamente la eficiencia del MEF.

Los asentamientos y deformaciones obtenidos con el MEF son analizados bajo condiciones estáticas para dos etapas

- Construcción

- Primer llenado

El análisis para durante el proceso constructivo, se efectúa dividiendo el cuerpo de la cortina en capas con el propósito de considerar la variación de rigideces del material durante el proceso constructivo. Los esfuerzos y desplazamientos obtenidos para una capa son utilizados para analizar la siguiente. Dentro del análisis se considera la existencia de las capas que serán construidas pero con una rigidez muy baja para que no afecte el análisis del resto del sistema.

El primer llenado del embalse es una etapa sumamente importante para las cortinas flexibles puesto que es en ella en donde se esperan las principales deformaciones. Durante el llenado la cortina se enfrenta a las fuerzas producidas por el empuje hidrostático del agua y a las fuerzas internas producidas por las presiones del agua.

Después del llenado de la cortina, las deformaciones más desfavorables que se pueden presentar son las debidas a acciones sísmicas, es por eso que se efectúa el análisis en condiciones dinámicas con el que se pueda garantizar la estabilidad de la cortina bajo estas condiciones extraordinarias. El análisis dinámico con el MEF representa una herramienta confiable para este tipo de análisis.

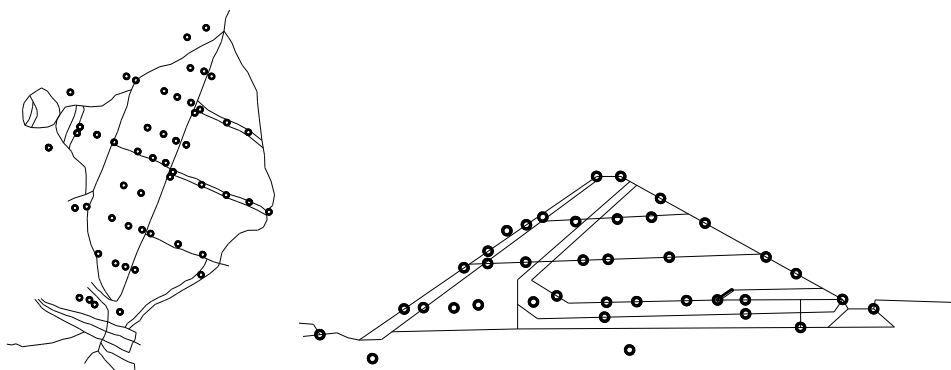


Figura 5.5.3 Instrumentación en planta y sección de una cortina de ECC, Referencia 1