

Resumen

Presas de gravedad de concreto
cimentadas sobre roca

El control de avenidas es de gran importancia, para lo cual generalmente son necesarias presas altas. Sin embargo, en 1958 se terminó una presa de 20.10m de altura con vertedor de demasías de concreto para el control de avenidas en el río Little cerca de Charlton, Mass. En esta estructura se utilizó un solo canal para gastos pequeños.

El proyectista de cualquier presa debe hacer suposiciones básicas con respecto a las condiciones de su emplazamiento y sus efectos en la estructura que se proponga. Las investigaciones en el emplazamiento proporcionan al ingeniero mucha información para evaluar estas suposiciones, que son las bases para hacer un proyecto seguro de la presa.

Algunas suposiciones importantes para el proyecto de presas pequeñas incluyen la subpresión, las medidas para controlar las filtraciones, la degradación del canal y la erosión del pie de la presa del lado de aguas abajo, las condiciones de la cimentación y la calidad de la construcción. Se hacen suposiciones adicionales sobre las cargas producidas por el azolve, la presión del hielo, las aceleraciones sísmicas, y las fuerzas de las olas. En grado en que afectan estos factores es el proyecto, depende principalmente del tipo de presa, de las presiones máximas del agua, y del carácter del material de cimentación. El proyectista debe evaluar estos factores para cualquier presa tomando en cuenta amplios factores de seguridad.

El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la presa al momento, que tiene a volcarla alrededor de pie de la presa. Esta relación puede expresarse así:

$$FSO = \frac{W_c X_{11} + W_w X_{12}}{P X_{13} + U X_{14}}$$

en la que W_c = fuerza debida al peso del concreto

W_w = fuerza debida al peso del agua en las superficie inclinadas

P = fuerza del agua que obra para desalojar la presa en
dirección aguas abajo

U = subpresión

I = Longitud del brazo del momento para las fuerzas
respectivas

Coefficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

Materia	Coefficiente de seguridad contra deslizamiento.	Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere, fs.	Coefficiente por rozamiento y corte, CRC.
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8 0.7	1-1.5 1-1.5	4 4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.4	2.5	—
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.3	2.5	—
Concreto sobre arena	0.3	2.5	—
Concreto sobre esquistos	*	2.5*	—
Concreto sobre limo y arcilla			—

El coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad con base horizontal es igual a la tangente del ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación. El coeficiente de desplazamiento para las presas pequeñas se calcula tomando la relación de la suma de las fuerzas horizontales P, a la suma de las fuerzas verticales, W, incluyendo la subpresión U, o sea:

$$\frac{\sum P}{\sum W - U} = \tan \theta = f$$

Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos, para evitar fallas. En las presas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia recalqué puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto.

Las presas en los materiales de cimentación blandos deben de estar seguros contra las mismas fuerzas que las presas en buenas cimentaciones de roca. Además, el proyectista debe considerar los efectos de la filtración, la turificación bajo la presa, y el asentamiento o consolidación de los materiales de la cimentación.

Se presentan dos procedimientos para el diseño de una presa de gravedades construidas sobre una cimentación de roca. Uno de ellos consiste en cálculos con la regla de cálculo para determinar una forma de la presa dentro de los límites de seguridad prescritos por la experiencia.

En México, entre los siglos XVII y XIX, se construyeron numerosas presas, casi todas de mampostería, en el territorio de Aguascalientes y Querétaro, destinadas fundamentalmente a riego. Casi todas de trazo recto, con algunos contrafuertes y con sección de dimensiones que ahora pueden considerarse atrevidas, desde el juicio de su estabilidad.

Dentro de este gran grupo de la infraestructura que beneficia al riego, deben incluirse las presas derivadoras que su reducida altura, de unos 7 m o menor, no han sido dignas de atención cuando se organizan foros como el presente. Sin embargo en nuestro país se han desarrollado técnicas de diseño y construcción que se han traducido en muy importantes obras de ingeniería, especialmente a las que no muy adecuadamente hemos llamado “presas indias”.

Introducción.

Las presas de concreto son estructuras de dimensiones tales, que por su propio resisten las fuerzas que actúan en ellas. Si se construyen en cimentaciones buenas, las presas sólidas de concreto son estructuras permanentes que requieren poca conservación.

La mampostería no sirvió para la construcción más que de presas bajas y se desarrollaron otros métodos de construcción. Según los registros, primero se uso un mortero de arcilla para unir la mampostería; después se descubrió y uso el mortero de cal. Las presas del tipo de mampostería fueron superadas con mucho por las de tipo de concreto del tipo gravedad. Innumerables innovaciones en el proyecto y la construcción en bloques separados, y muchas otras, han hecho posible la construcción de estructuras monumentales como de la presa Hoover. Para el proyecto de las presas de gravedad, es necesario determinar las fuerzas que se puedan suponer que afectan la estabilidad de la estructura.

Las fuerzas que deben considerarse para las presas de gravedad dentro del campo de este texto; son las debidas a; La presión del agua, tanto interna como externa (o subpresión), la presión del azolve, la presión del hielo, las fuerzas producidas por los terremotos, el peso de

la estructura y la reacción resultante de la cimentación. Al proyectar la corona de la sección vertedora, se debe considerar la posibilidad de presiones interiores a la atmosférica que se desarrollan entre la lamina del agua y el concreto.

Requisitos de estabilidad.

Las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, estas tres causas de destrucción; el vuelco, el deslizamiento, y esfuerzos excesivos.

Existe una tendencia en las presas de gravedad a volcarse girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor en las aristas aguas debajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, si la subpresión excede a la subpresión en ese punto; se considerará que la presa es segura contra el vuelco con amplio factor de seguridad, la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculando sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta horizontal supuesta aumenta mucho la tendencia en la presa a volcarse.

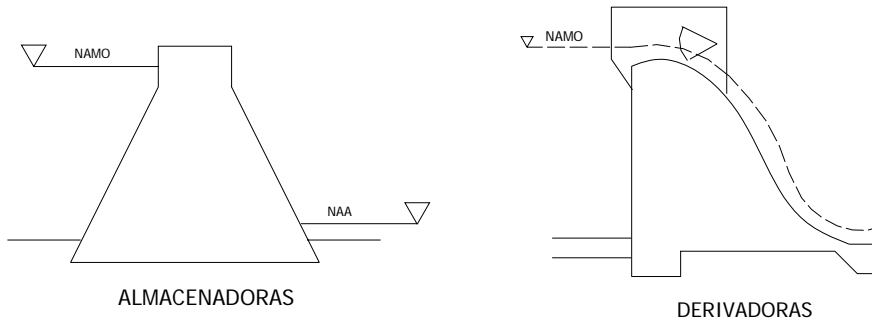
La fuerza horizontal, tiende a desalojar la presa en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan las fuerzas producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto de la cimentación.

El factor de fricción de corte, es un sistema que normalmente se emplea en las presas altas, no se recomienda usarse en el proyecto de las presas que quedan dentro del campo de este texto, aunque se reconoce que el proyecto económico de las presas de concreto sobre una buena roca sufriría con esto. Las características cohesivas del concreto o de las rocas, que afectan mucho el factor de fricción del corte, deben determinarse por medio de pruebas especiales de laboratorio o estimarse por algún ingeniero que haya tenido mucha experiencia en este campo específico.

Hablando de estas grandes obras realizadas en México, no es por demás mencionar el novedoso material de presas que ha tenido una espectacular relevancia en este último cuarto de siglo: el concreto rodillado. En su uso, nuestro país hizo su presencia hace algunos años con varias presas, de las cuales, en su momento tuvo la más alta: Trigomil, de 107 m terminada en 1993.

Si una presa de concreto tiene una longitud mucho mayor de 15.0m, es necesario dividir la estructura en bloques por medio de juntas transversales de contracción, la separación de las juntas se determina por la capacidad de colado del equipo de concreto que se va a usar y por un estudio de cambios volumétricos y el correspondiente agrietamiento producido por la contracción y las variaciones de temperatura. Se puede reducir mucho las probabilidades de un agrietamiento perjudicial por la sección del tipo correcto de cemento y por el control cuidadoso de los procedimientos de mezcla y colado. En ningún caso sin embargo se aconseja que las juntas de contracción se coloquen con sus separaciones mayores de 15.0 m. En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de prever una limpieza periódica a la bocatoma. La estructura consiste fundamentalmente y en general, en un canal que se localiza frente a la toma; así este canal, llamado desarenador, queda formado por dos paredes verticales y paralelas, una se separa el cause del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se localiza el canal de riego.

Este tipo de presas se dividen en monolíticas y no monolíticas, las primeras llevan este nombre porque la cortina es un solo cuerpo, las segundas se van construyendo con bloques colados previamente; también se clasifican en almacenadoras o derivadoras.



Métodos y materiales

Para llevar a cabo con el objetivo del estudio de presas de gravedad construidas con concreto donde se analiza y determine el funcionamiento del comportamiento a la estabilidad al deslizamiento y volteo se propone la siguiente metodología por etapas donde se consideran un seguimiento de factores por esfuerzos como es el esfuerzo normal, esfuerzo tangencial, la presión hidrostática, peso propio, subpresión, carga de almacenamiento, nivel aguas abajo, base de la cortina, el centro de gravedad, peso específico y volumétrico y los comportamientos hidráulicos en la obra.

- 1.-Investigación bibliográfica referente a el uso de las cortinas tipo gravedad.
- 2.-Recabar y seleccionar la información sobre la implementación y uso de las cortinas tipo gravedad.
- 3.-Investigar los diferentes formas y criterios de diseño en cortina tipo gravedad.
- 4.-Investigar las características de cortina tipo gravedad para abastecimiento, riego y generación de energía.
- 5.-Investigar el análisis de estabilidad al deslizamiento en cortina tipo gravedad.
- 6.-Investigar el análisis de estabilidad al volteo en cortina tipo gravedad.
- 7.-Elementos constructivos necesarios y auxiliares en cortina tipo gravedad.
- 8.-Recomendaciones para una proyección óptima para una obra de este tipo.

Resultados

Para cumplir con los resultados propuestos del presente estudio se realizó por etapas, donde se abordan los temas que van introduciendo, describiendo la metodología de diseño y cálculo establecido sobre las presas de gravedad en sus diferente formas y tipos para una obra sustentable que abastezca la demanda para abastecimiento, riego y generación de energía.

1. - Introducción e importancia del empleo indicando recomendaciones de diseño necesarias para un buen funcionamiento de presas de almacenamiento, de presas de derivación. que garanticen la demanda lo más óptimamente.
- 2.- Se realiza una descripción de las generalidades y características de los diferentes tipos de obras descripción de cortinas tipo gravedad construidas, de cortinas de gravedad empleadas en México indicando las condiciones de empleo y selección.
3. – Descripción sobre el análisis y cálculos de diseño para la construcción de cortinas de gravedad, elementos auxiliares en cortinas de gravedad, descripción de los zampeados o delantales y dentellones.

4. – Análisis de estabilidad al deslizamiento en cortinas de gravedad, análisis de estabilidad al volteo en cortinas de gravedad. Sistematización del cálculo al deslizamiento en cortinas de gravedad, al volteo en cortinas de gravedad.

5. - Recomendaciones y conclusiones de los resultados obtenidos así como el informe final.

Impacto.

El estudio tiene como principales objetivos el de crear un aprendizaje dirigido a los alumnos para que apliquen este tipo de obras de presas de almacenamiento y derivadoras para lo cual se realizó un informe de diferentes publicaciones que incluyen este tema y que hacen referencia de la importancia como obra para un uso óptimo del recurso agua con el fin de abastecer un distrito de riego, señalando sus objetivos y usos, así como las obras auxiliares.

Se describen las recomendaciones para diseñar correctamente con sus elementos que hagan funcional las obras análisis de estabilidad al deslizamiento en cortinas de gravedad, así como análisis de estabilidad al volteo en cortinas de gravedad. Donde comprende una sistematización del cálculo al deslizamiento en cortinas de gravedad, al volteo en cortinas de gravedad y tomar medidas correctivas de este tipo de obra y que con la creatividad de los alumnos enriquecer y reforzar el conocimientos en el área de las obras hidráulicas.

PRESAS DE GRAVEDAD

Presas de gravedad de concreto
cimentadas sobre roca

El control de avenidas es de gran importancia, para lo cual generalmente son necesarias presas altas. Sin embargo, en 1958 se terminó una presa de 20.10m de altura con vertedor de demasías de concreto para el control de avenidas en el río Little cerca de Charlton, Mass. En esta estructura se utilizó un solo canal para gastos pequeños.

El proyectista de cualquier presa debe hacer suposiciones básicas con respecto a las condiciones de su emplazamiento y sus efectos en la estructura que se proponga. Las investigaciones en el emplazamiento proporcionan al ingeniero mucha información para evaluar estas suposiciones, que son las bases para hacer un proyecto seguro de la presa.

Algunas suposiciones importantes para el proyecto de presas pequeñas incluyen la subpresión, las medidas para controlar las filtraciones, la degradación del canal y la erosión del pie de la presa del lado de aguas abajo, las condiciones de la cimentación y la calidad de la construcción. Se hacen suposiciones adicionales sobre las cargas producidas por el azolve, la presión del hielo, las aceleraciones sísmicas, y las fuerzas de las olas. En grado en que afectan estos factores es el proyecto, depende principalmente del tipo de presa, de las presiones máximas del agua, y del carácter del material de cimentación. El proyectista debe evaluar estos factores para cualquier presa tomando en cuenta amplios factores de seguridad.

Coefficientes de seguridad

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

Vuelco

En general los coeficientes de seguridad contra el vuelco oscilan entre 2 y 3. En las presas pequeñas es un menudo mayor. Si éste es inferior a 2, la sección de presa deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una presa de gravedad rara vez falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento da una mayor oportunidad a la presa para que falle por deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la presa al momento, que tiene a volcarla alrededor de pie de la presa. Esta relación puede expresarse así:

$$FS_o = \frac{W_c X_{1_1} + W_w X_{1_2}}{P X_{1_3} + U X_{1_4}}$$

en la que W_c = fuerza debida al peso del concreto

W_w = fuerza debida al peso del agua en las superficie inclinadas

P = fuerza del agua que obra para desalojar la presa en
dirección aguas abajo

U = subpresión

I = Longitud del brazo del momento para las fuerzas
respectivas

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

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

Además, si la subpresión en el parámetro de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia al volteo con relación al pie de la presa de aguas abajo en ese plano horizontal supuesto. Si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son

menores que los admisibles en el concreto y en el material de la cimentación, la presa puede todavía considerarse segura. Esta suposición se basa en que la mano de obra es buena y en que existe resistencia a la tensión dentro de la estructura en todos los planos horizontales. Las presas por lo general se proyectan de manera que no haya tensión (o cuando más una pequeña fuerza de tensión) en el parámetro mojado en condiciones severas de carga.

Tabla 1. Coeficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

Materia	Coeficiente de seguridad contra deslizamiento.	Coeficiente mínimo de seguridad que se sugiere, fs.	Coeficiente por rozamiento y corte, CRC.
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1-1.5	4
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5	—
Concreto sobre arena	0.3	2.5	—
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5	—
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*	—

Deslizamiento

Los ingenieros usan tres procedimientos para evaluar la seguridad de una presa contra el deslizamiento en dirección de la corriente. Los tres tienen algunos méritos y, en general, se utilizan las mismas relaciones entre las fuerzas. Aunque los valores calculados son seguros, son muy diferentes. Los tres procedimientos son: (1) el coeficiente de seguridad contra deslizamiento, (2) el coeficiente de seguridad, y (3) coeficiente de seguridad por corte y rozamiento. Deberán apreciarse bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objeto principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la presa de ser empujada aguas abajo.

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

El coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad con base horizontal es igual a la tangente del ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación. El coeficiente de desplazamiento para las presas pequeñas se calcula tomando la relación de la suma de las fuerzas horizontales P, a la suma de las fuerzas verticales, W, incluyendo la subpresión U, o sea:

$$\frac{\sum P}{\sum W - U} = \tan \theta = f$$

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

El coeficiente de seguridad, fs, contra deslizamiento se define como la relación del coeficiente de rozamiento estático, f', a la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\sum W - U)}{\sum P}$$

En este procedimiento se supone también que las fuerzas de corte se suman a las medidas de seguridad. El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las presas de gravedad sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora. La inclusión de la subpresión y de las fuerzas sísmicas en los cálculos puede reducir el coeficiente de seguridad a aproximadamente la unidad. Estos valores son para la seguridad contra deslizamiento en un plano horizontal; si la cimentación esta inclinada hacia aguas abajo, los coeficientes de seguridad se reducen proporcionalmente. Los proyectistas usan concreto en dentellones para disminuir la tendencia al deslizamiento de la presa. Para cualquier tipo de dentellón, debe evitarse que su anclaje falle por cortante separándose así del cuerpo principal de la presa. En las cimentaciones de tierra, se necesita un coeficiente de seguridad mayor, para evitar el deslizamiento en planos situados debajo de la superficie de la cimentación. En las cimentaciones blandas, las medidas para obtener un aumento artificial de la adherencia son menos efectivas. Los dentellones profundos y los zampeados aumentan la resistencia al deslizamiento. Un dentellón con las dimensiones adecuadas, reforzado, y construido dentro de la presa impide el desalojamiento por la resistencia interna al corte del material dentro del cual se construya el dentellón. Los dentellones tienen un volumen adicional de suelo o roca por mover antes que la estructura pueda deslizarse.

Otro procedimiento, que prefieren muchos ingenieros, incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad. La relación entre las fuerzas de corte y el rozamiento es:

$$SSF = \frac{f'(\sum W - U) + b\sigma}{\sum P}$$

En la que b = longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte

σ = esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte

los coeficientes de seguridad, calculados de esta manera, deben aproximarse a los valores usados en los cálculos estructurales normales. Los valores de los coeficientes estáticos de rozamiento se suponen a menudo para el concreto que se mueve sobre roca y otro concepto de 0.65 a 0.75. El esfuerzo cortante de trabajo, o, del concreto está relacionado con la resistencia a la compresión del concreto.

En general, el concreto en las presas de gravedad debe ser cuando menos de 140 K / cm² a los 28 días. En las estructuras más pequeñas es necesario usar concreto mucho más resistente para satisfacer los requisitos de durabilidad. La resistencia unitaria del concreto al corte es aproximadamente un quinto del esfuerzo de rotura a la compresión en cilindros estándar. Esto indica una resistencia de 28 a 56 Kg. / cm² en las presas, y proporciona un factor de seguridad de 4 si el esfuerzo unitario de trabajo usado en los cálculos son de 7 a 14 Kg. / cm². No se recomiendan esfuerzos de trabajo mayores, a menos que el concreto para las presas pequeñas se pruebe por anticipado. El coeficiente por rozamiento y corte se usa contra deslizamiento en el concreto sobre el concreto o para el concreto sobre roca; si las presas pequeñas se colocan sobre material de cimentación blando, el uso de este coeficiente es poco práctico.

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

Esfuerzo en el concreto

Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos, para evitar fallas. En las presas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia recalqué puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto.

Las mezclas que producen un concreto durable, normalmente tienen resistencia suficiente para proporcionar un coeficiente de seguridad adecuada contra el exceso de esfuerzos.

En el material de la cimentación debe investigarse también si existen excesos en los esfuerzos. Cuando se trata de empresas pequeñas es pertinente es hacerlo en las rocas figuradas en las cimentaciones blandas, como en las gravas o arena. El proyectista debe consultarlos reglamentos locales para ver las precisiones de apoyo admisibles y conversar con ingenieros especializados para evaluar los materiales de la cimentación. En la tabla 2 se rigen varios valores para las capacidades de una carga de estudios iniciales y guías para proyectar

presas pequeñas de concreto. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación y la bondad de los materiales de cimentación, se determinara promedio de pruebas en el campo en el laboratorio las capacidades de carga admisible.

Sin embargo, la mayoría de las presas pequeñas las presiones unitarias de apoyo sobre los materiales precisos de cimentación serán considerablemente menores que los valores dados en la tabla 2. En una sección posterior se tratan los valores de la capacidad de carga y los procedimientos para cimentaciones blandas.

Puede herirse el vuelco y los esfuerzos de compresión excesivos si se elige la forma y sección transversal correctas para la presa. Los esfuerzos de trabajo típicos empleados en el proyecto de las presas de concreto son de 42.2 a 70.3 K/cm² en compresión y de 0 a 7.03 K/cm³ en tensión. En general se evitan los esfuerzos en tensión manteniendo todas las fuerzas resultantes dentro del tercio medio de la base de la sección que se estudia. La base es la distancia del paramento de aguas arriba al de aguas debajo de un bloque; para el cálculo, se supone que el bloque tiene una anchura de 1m. En el capítulo 8 se incluye un análisis de factibilidad para las presas de gravedad de concreto.

Tabla 2. Relaciones pesadas de corrimiento y valores de capacidad de carga de los materiales de cimentación.

Materia	Relaciones de corrimiento pesadas* según Lane	Coefficiente de Bling*	Capacidades de carga admisibles en tons por metro cuadrado
Arena muy fino y limo	8.5	18	29.3 densa
Arena fina	7.0	15	9.8 suelta
Arena media	6.0	—	29.3 3
Arena gruesa	5.0	12	29.3 3
Grava fina	4.0	—	48.8 5
Grava media	3.5	—	48.8 5
Grava y arena	3.0	9	48.8 5-10 97.6
Grava gruesa incluyendo cantos	2.5	—	48.8 5-10 97.6
Boleo con algo de cantos y grava	—	—	97.6 10
Boleo, grava y arena	3.0	4-6	48.8 5
Arcilla blanda	2.0	—	9.8 1
Arcilla media	1.8	—	39.06 4
Arcilla dura	1.6	—	58.6 6
Arcilla muy dura u toba	—	—	97.6 10
Roca buena	—	—	976.5 100
Roca laminada	—	—	341.8 35

Presas de gravedad de concreto sobre cimentaciones blandas

Muchas de las presas se construyen son parte de navegación. Un proyecto típico se ilustra con la presa y esclusa Colombia en Camdem, a la presa tiene una altura de 28m y una longitud de 427m.

Las presas en los materiales de cimentación blandos deben de estar seguros contra las mismas fuerzas que las presas en buenas cimentaciones de roca. Además, el proyectista debe considerar los efectos de la filtración, la turificación bajo la presa, y el asentamiento o consolidación de los materiales de la cimentación.

Los materiales de cimentación blandos incluyen arcillas, arenas, gravas aluviales, rocas fracturadas, brechas blandas, y laminares (así como otras rocas de baja capacidad de carga y poca resistencia al desplazamiento). Una de las cosas más importantes que se debe considerar en el proyecto son los materiales en la cimentación y evitar la tubificación.

Desde el punto de vista en la ingeniería el movimiento de aguas a través o debajo de una presa no es objetable si no excede los límites de seguridad del proyecto. Sin embargo, el gasto total puede ser lo suficientemente grande que sea económicamente conveniente impermeabilizar la zona permeable. El sistema pierde el agua que pasa debajo de la presa; sin embargo, el flujo de la corriente puede permitir reducir los costos de construcción al proyectista permitiéndole algunas filtraciones dentro del límite de seguridad. Estos límites pueden resumirse para las cimentaciones impermeables como sigue:

1. limitar las velocidades y precisiones de filtración en el material de cimentación de manera que no muevan las partículas del suelo produciendo turificaciones, socavación de la cimentación, o arrastre en masa del material.
2. limitar la supresión bajo la cimentación de manera que no ocurra momentos de volcamiento y deslizamientos perjudiciales en la cimentación.

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

Flujo del agua en los materiales porosos

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

$$Q = RiA$$

Donde Q = gasto

R = coeficiente de permeabilidad para la cimentación, es decir, es el gasto a través de un área unitaria bajo un gradiente hidráulico unitario.

I = gradiente hidráulico igual a la diferencia de carga dividida por la longitud de recorrido, h/L .

A = área bruta de la cimentación a través de la cual fluye el agua.

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

La prueba de extracción con bombeo es relativamente costosa y sus resultados son muy difíciles de interpretar.

Con esta prueba se mide la permeabilidad global extrayendo agua de un agujero en forma constante y midiendo el abastecimiento del nivel freático en pozos de observación a distancias diferentes del pozo bombeado.

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

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

Fuerzas de filtración

Existen fuerzas de filtración en todos los movimientos gravitacionales del agua a través de los suelos. Sus efectos en la estabilidad de la masa del suelo y en cualquier estructura colocada sobre las partículas del suelo necesitan ser determinados. Para impedir las fallas por reventones o por turificación, la fuerza que impulsa el agua debe disiparse casi por completo por las fuerzas de rozamiento y la longitud de la base de la presa.

La magnitud de las fuerzas de filtración a través de la cimentación y el talón de aguas debajo de la estructura depende de la tasa de pérdida de carga del agua en movimiento. Los suelos impermeables no son muy susceptibles a la turificación porque ofrecen gran resistencia a circulación y carga hidráulica se disipa en su

mayor parte por rozamiento. Por otra parte, los suelos permeables (y la roca estratificada o fracturado) pueden permitir la circulación de volúmenes sustanciales en el talón de aguas abajo sin grandes pérdidas por rozamiento. En estos casos, los proyectos deben investigarse para asegurarse contra reventones.

Otro tipo de falla se debe a la erosión interior por manantiales que se formen cerca del talón de aguas abajo.

Prosigue Asia aguas arriba a lo largo de base de la presa, las paredes de un conducto, de un plano resedimentación, u otro tipo de zona debilitada. Este tipo de falla se debe a la erosión o arrastres subterráneo.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración pueden determinarse haciendo un análisis por medio de las redes de flujo. Una red de flujo es una representación gráfica de los recorridos del agua que se filtra y de las líneas de igual potencia (presión más elevación sobre un plano de referencia) en la circulación subterránea. Las redes de flujo que se usa para determinar la debilidad estructural tienen algunas limitaciones serias. Por una parte, el método de análisis de redes de flujo es virtualmente independiente del tamaño del grano; teóricamente, la falla ocurre inmediatamente después de llenar el vaso. La experiencia demuestra que esto no es completamente cierto. El tamaño y la granulometría tiene influencia en las fallas por turificación que ocurre después que la presa ha estado en servicio. La red de flujo no es efectiva para el análisis de problemas de circulación estratificada o problemas de falla por erosión debida a formación de manantiales. Además, para dibujar un diagrama de redes de flujo preciso se requiere mucha experiencia, especialmente cuando se usan dentellones y suelos heterogéneos forman la cimentación.

El control de las filtraciones es de gran importancia para las obras diseñadas sobre cimentaciones blandas. La presa Petenwell en Wisconsin es un ejemplo excelente de diseño en concreto y construcción sobre material arenoso permeable. La presa se construye en el río Wisconsin en 1949 con un zampeado aguas arriba y un dentellón. Tiene una altura de 20m y una longitud de 2591 m.

El problema de proyectar presas sobre cimentaciones blandas es evitar la turificación, al mismo tiempo que se mantiene una estructura económica y segura. Una presa de concreto que se desplanta una cimentación permeable puede considerarse como una estructura que crea un conducto para que corra el agua del embalse de la presa a la descarga aguas abajo. El objetivo del diseño para evitar la turificación es doble: hacer este conducto lo suficientemente largo; y crear rozamiento suficiente dentro del material para reducir las velocidades a valores inferiores a los capaces de mover las partículas en el talón o en el extremo de aguas debajo de la línea de flujo es muy importante.

Ocurre turificación incipiente cuando la expresión ejercida en el suelo por el agua en moviendo excede de la fuerza de la resistencia ofrecida por el suelo. La fuerza de filtración, P_f , ejercida por el agua en el suelo, iguala el peso unitario del agua, w , multiplicado por el gradiente hidráulico, i , que obra en el volumen unitario del suelo. Si el suelo es homogéneo, la fuerza uniformemente en el total de la masa del suelo. El punto crítico para que comience la turificación es el talón de aguas debajo de la presa.

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

La fórmula para el gasto puede expresarse así:

$$Q = KiA = C_t \frac{HA}{L}$$

Donde Q = gasto, en m^3 /seg.

H = carga (profundidad del vaso), m

L = longitud del recorrido, en m

C_1 = coeficiente que depende del material

Por continuidad, $Q = AV$; por tanto, $L C_1 \frac{H}{V}$

Para un material dado, existe una velocidad máxima, V , a la que el agua puede brotar debajo de la presa sin producir falla por arrastrar el material de la cimentación. La longitud del recorrido se fija por la línea de corrimiento pesada, como lo propone Lane.¹² *En el procedimiento de Lane se da mayor importancia al recorrido vertical que en el sentido horizontal (en contraste con los valores de igual peso de Bligh). Al calcular la línea de corrimiento por el procedimiento de Lane, las distancias horizontales de recorrido se toman como un tercio del valor de las distancias verticales.

Las distancias verticales, y también las inclinadas hasta 45 grados, se toman con su valor total para la estimación de la distancia de corrimiento. En la tabla 2 se dan valores de seguridad para el diseño según ambos métodos.

Un factor que no se evalúa completamente en ninguno de los dos procedimientos se refiere a la turificación incipiente debajo de la presa. Ambos autores reconocen el aumento en el gradiente hidráulico en el talón de aguas abajo, lo que requiere que se coloquen en él dentellones y filtros de drenaje. En este punto crítico del proyecto debe asegurarse un gradiente de presión de seguridad. Cuanto más rápido sea la reducción de presión hacia arriba, menos estable será el material, hasta que, a un valor crítico, el material se mueve en realidad o flota, saliéndose. Este valor crítico se expresa como:

$$\frac{H}{L} = (S - 1) (1 - P)$$

Donde S = peso específico del material

P = porcentaje de huecos en el material expresado como decimal.

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

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

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

La analogía eléctrica es un método rápido y económico para analizar las condiciones de los dentellones y de las condiciones de la cimentación. En este método se usa la ley de Darcy para elaborar una red de flujo que se analiza para varias fuerzas y condiciones críticas de la circulación del agua. En la fig. 6 se ilustra una red de flujo típica. Las redes de flujo pueden también construirse por un método matemático, un gráfico, o haciendo experimentos con modelos.

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

La pérdida de energía la acusan las líneas equipotenciales.

Pueden aclararse algunos puntos estudiando la fig. 6.

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

Para información más detallada sobre subpresiones, redes de flujo y filtraciones, veanse las diferencias 1, 6, 7, 11 y 12. En el capítulo 8 se elabora un ejemplo de diseño para las presas de concreto sobre cimentaciones blandas o permeables.

El procedimiento básico del diseño es semejante al de otros problemas de diseño de presas. En muchas estructuras hidráulicas se usan los mismos principios para el control de las filtraciones.

El ejemplo de problema de proyecto se basa en las condiciones de este emplazamiento. Como se ve, se esta construyendo una presa de 18 m de altura en el eje A-B del centro de arco. Para hacer un buen proyecto es necesario el conocimiento de los problemas de construcción.

Se supone las siguientes condiciones para los ejemplos que se dan en este capítulo sobre las presas de gravedad de concreto de arcos y contrafuertes:

Se ha hecho la exploración adecuada para fijar el lugar en que se hará la presa (Fig. 1) a lo largo de la corriente en combinación con el objeto que tiene la obra, que es una pequeña presa de almacenamiento para aumentar el suministro de una pequeña ciudad. Para entonces el proyectista ya tendrá en su poder los levantamientos topográficos para fijar los niveles del agua máximos y para determinar los volúmenes que pueden almacenarse dentro del área del vaso.

Se hace además un plano con líneas de nivel del emplazamiento de la presa. Se dibujan en el plano los extremos de la presa en relación con el nivel máximo del agua más un bordo libre que sirve como punto de partida para hacer un tanteo en la selección de la presa. Una proyección perpendicular a esta línea de conexión proporciona un medio de obtenerla sección transversal del valle en que esta la corriente. La proyección perpendicular de las elevaciones al eje propuesto de la presa permiten obtener las elevaciones de la superficie del terreno del plano con líneas de nivel. Se estima la superficie de la roca sólida y se dibuja en la selección transversal, deduciéndola de los análisis de los cilindros obtenidos en los sondeos que debe haberse hecho durante el reconocimiento. En este punto, después de considerar las necesidades del vertedor de demasías, las necesidades de la obra, y el costo, el proyectista estima un proyecto de la presa que se considere que se adapta mejor a la sección transversal del valle de la corriente.

Para los ejemplos, la presa debe tener un vertedor de demasías con una capacidad de $48.14^3/\text{seg}$. La capacidad de descarga del vertedor se determina con los datos hidrológicos disponibles durante los estudios de reconocimiento.

En este ejemplo, la descarga de $48.14 \text{ m}^3/\text{seg}$. Es la avenida con un periodo de recurrencia de 50 años, que el vertedor deberá poder dejar pasar. El proyectista deberá considerar una avenida mayor para máxima seguridad del proyecto.

En esta tabla 3 se presentan los datos típicos del emplazamiento de esta presa. En las primeras tres columnas se estudian la longitud del vertedor y su carga hidráulica para la descarga de diseño. En las otras columnas se estudian para una longitud de diseño elegida, la operación del vertedor para varias cargas.

Puede obtenerse una mayor economía y un mejor análisis de la obra solamente con un estudio hidrológico más completo. En este ejemplo se supone que se ha hecho los estudios adecuados para determinar que el agua es suficiente para las necesidades de la obra y que la capacidad del vertedor de demasías de $48.14 \text{ m}^3/\text{seg}$. Es también adecuada para la avenida máxima.

Presa de gravedad construida sobre roca

Se presentan dos procedimientos para el diseño de una presa de gravedades construidas sobre una cimentación de roca. Uno de ellos consiste en cálculos con la regla de cálculo para determinar una forma de la presa dentro de los límites de seguridad prescritos por la experiencia. El otro (también dentro de los límites de seguridad de proyecto)

Utiliza la computadora electrónica para el cálculo de esfuerzos. En ambos procedimientos se usan los principios de la estática para obtener soluciones estructuradas de diseño.

Se estudia una sección transversal de tanteo para el bloqueo de gravedad central que se adapte al plano de líneas de nivel y al perfil de la Fig. 15. se estima una longitud de base, L, con la profundidad del agua por la ecuación, $L = (0.7 \text{ a } 0.9) H$. Para este ejemplo $L = 0.725 H = 11.28 \text{ m}$. la sección transversal se muestra en la Fig. 16. Además, suponga que el bloque tiene una anchura de 1 m para facilitar los cálculos. El bloque que se considera que está trabajando por gravedad en el análisis preliminar de estabilidad es la sección triangular, MNP.

Las fuerzas principales se ilustran en la Fig. 16. los cálculos se basan en las suposiciones de que el peso unitario del concreto es de $2400 \text{ Kg.}/\text{m}^3$ y el de agua de $1000 \text{ Kg.}/\text{m}^3$. El peso de concreto se calcula con:

$$\begin{aligned} W_c &= (\text{volumen MNP}) (\text{peso unitario del concreto}) \\ W_c &= \frac{1}{2} \times 15.54 \times 11.28 \times 2400 \\ &= 210,349 \text{ Kg por metro de presa} \end{aligned}$$

La presión del agua es:

$$\begin{aligned} P_w &= \left(\frac{1}{2} H^2\right) (\text{peso unitario del agua}) \\ P_w &= \frac{1}{2} \times 15.54^2 \times 1000 \\ &= 120,746 \text{ Kg por metro de presa} \end{aligned}$$

La fuerza del peso, W_c , actúa en el centro de gravedad de la sección. La fuerza de la presión, P_w , actúa a la tercera parte de la altura del triángulo de las fuerzas.

Haciendo la suposición de que la subpresión varía linealmente, de un máximo en el talón a (0.1) Cero en el pie y que obra a todo lo largo de la base, la subpresión, U , se calcula:

$$U = wL H/2$$

$$U = 1000 \times 11.28 \times 15.54/2$$

$$= 87,646 \text{ Kg por metro de presa}$$

En la Fig. 16 se ilustran el diagrama de la subpresión y la resultante.

La tendencia de la presa a volcarse se determina tomando momentos con relación al pie. La suma de momentos de vuelco (en el sentido de las manecillas del reloj) es:

$$M_c = P_w X /_2 + U X /_1$$

$$= (120,746 \times 5.18) + (87,646 \times 7.52)$$

$$= 1,284,562 \text{ Kg-m}$$

Tabla 3. Estudio de la capacidad de un vertedor de cimacio para el ejemplo de proyecto.

$Q = 1,700 \text{ pies}^3/\text{seg.}$		Curvas que da la relación entre la carga y la descarga para $L = 150 \text{ pies}^{**}$						
$H_a/H = 2.0$ entonces* $C = 3.95$								
H, ft.	$H^{3/2}$	L, ft	He	He/H	C_1/C	$C = 3.95$	$He^{3/2}$	Q- $\text{ft}^3 / \text{seg.}$
2	2.8	153	1.0	$1/2 = 0.5$	0.925	3.67	1.0	550
3	5.2	83	1.5	$1.5/2 = 0.75$	0.96	3.8	1.84	1050
4	8.0	54	2.0	$2/2 = 1.0$	1.0	3.95	2.8	1670
5	11.2	38	3.0	$3/2 = 1.5$	1.06	4.2	5.2	3280
			4.0	$4/2 = 2.0$	1.1	4.35	8.0	5220

La suma de momentos que impide el vuelco (en sentido contrario al movimiento del reloj) es:

$$M_{cc} = WC X/1$$

$$= 210,349, \times 7.52$$

$$= 1,581,824 \text{ m-Kg.}$$

El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación de los momentos M_{cc}/M_c , o

$$\text{Coeficiente de seguridad} = 1,581,824/1,284,562$$

$$= 1.23$$

Es conveniente un coeficiente de seguridad mayor que 1.5, cuando no se incluyan los sismos, el hielo, etc. Por tanto, la sección debe modificarse para aumentar el movimiento contra el vuelco o reducir la subpresión. Los esfuerzos para obtener estabilidad deben encausarse de manera que se aumenten los momentos contra el vuelco. A menudo el coeficiente de seguridad será de 1.1 ó 1.2 cuando se evalúen correctamente todas las fuerzas.

El momento contra el vuelco puede aumentarse aumentando la longitud de la base; por tanto, se aumentó la longitud de la base de la sección triangular, y el coeficiente de seguridad resultante se calculó para ilustrar el efecto que tiene el alargar la base:

Subpresión	Longitud de la base, m Seguridad contra Vuelco.	Coeficiente de
Completa	11.28 (0.725 H)	1.23

Completa	12.80 (0.8 H)	1.38
Completa	14.02 (0.9 H)	1.48
$\frac{2}{3}$	11.28	

Aumentando arbitrariamente la longitud de la base no se aumenta el factor de seguridad gran cosa en la sección triangular. En la mayor parte de los proyectos la sección en la cresta tiene un espesor considerable para compuestas, para una calzada de carretera, etc., el cual incrementa el momento resultante. Sin embargo, este aumento puede no ser suficiente para la seguridad, y el proyectista debe modificar la sección. El proyectista debe tener la resultante de todas las fuerzas dentro del tercio medio de la longitud de la base.

Dar un talud en el parámetro de aguas arriba de la presa es el medio más eficiente de modificar la sección transversal. Para este ejemplo, se eligió una base de tanteo de 14.02 m y se modificó el triángulo en la Fig. 16 a la sección MM'N'NP. Se supuso la distancia M'N de 13.72 m. la prolongación de 2.74 m aguas arriba da una inclinación de casi 10 grados al parámetro M'N'.

Las fuerzas y momentos que se calcularon para esta sección transversal se muestran en la tabla 4. El momento total en el sentido de las manecillas del reloj, incluyendo la subpresión, es 1,646,114 K.-m. El momento en el sentido contrario al de las manecillas del reloj es 2,444,450 Kg.-m.

Por tanto, el factor de seguridad contra vuelco es 1.49 para toda la subpresión. En este punto, el proyectista puede pensar en reducir la subpresión con un sistema de drenaje efectivo y una galería dentro de la presa. Además, la presa puede estar suficientemente segura si el talón vertical de la presa (de aguas arriba) tiene esfuerzos iguales a cero, o los suficientes de compresión cuando se consideran todas las fuerzas de diseño. Las presiones y esfuerzos normales en los planos horizontales se calculan usando la fórmula trapezoidal.

$$\sigma \text{ (esfuerzo)} = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I}$$

Para el esfuerzo normal vertical mínimo en el parámetro de aguas arriba para una sección de 1 m de anchura y en unidades de Kg. / cm².

$$\sigma \text{ talón} = \frac{\sum W}{1000L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Tabla 4. Fuerzas y momentos del proyecto modificado.

Sección	Fuerza lb.	Brazos del momento, Pies.	Momento Con relación a P, pies-lib.
(1) Wu = 62.5 x 6 x 9	3,380	41.5	140,000
(2) Wu = 62.5 x 9 x $\frac{45}{2}$	12,650	43.0	544,000
(3) Wc = 150 x 9 x $\frac{45}{2}$	30,350	40.0	1,214,000
(4) Wc = 150 x 51 x $\frac{37}{2}$	141,525	24.67	3,491,000
(5) Pu = 62.5 x 51 x $\frac{51}{2}$	81,151	17.0	1,379,000
(6) U = 62.4 x 51 x $\frac{46}{2}$	73,400	30.7	2,250,000

Y para el esfuerzo máximo en el lado de aguas abajo es:

En la que es la excentricidad de la resultante. En este caso,

La excentricidad está dada por $e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M}{\sum W}$. La excentricidad

Puede calcularse directamente tomando momentos con relación al centro de gravedad de la sección horizontal. Sin embargo, los momentos pueden calcularse fácilmente con relación al pie, y:

$$\begin{aligned} e &= \frac{14.02}{2} - \frac{1819127}{279559} \\ &= 7.01 - 6.5 \\ &= 0.51 \text{ m} \end{aligned}$$

El esfuerzo promedio es:

$$\sigma_{\text{pie}} = \frac{W}{1000L} = \frac{279559}{1000 \times 14.02} = 1.99 \text{ Kg. / cm}^2$$

El esfuerzo máximo en el pie es:

$$\sigma_{\text{pie}} = 1.99 \left(1 + \frac{6 \times 0.51}{14.02} \right) = 2.42 \text{ Kg. / cm}^2$$

El esfuerzo mínimo en el talón es:

$$\sigma_{\text{talón}} = 1.99 \left(1 - \frac{6 \times 0.51}{14.02} \right) = 1.55 \text{ kg / cm}^2$$

Adoptando la regla del esfuerzo cero en el talón incluyendo subpresión (pero no sismos, azolve, o hielo) para las condiciones de diseño, la presión está segura contra vuelco. La subpresión en el talón es 15,536 kg / cm² ó 1.55 kg / cm² que es menor que el esfuerzo en él de 1.57 kg / cm². En otras palabras, el parámetro de aguas arriba permanece en compresión, aunque su valor es muy pequeño. Una subpresión mayor, cuando se combina con otras cargas, cabe pensar que puedan producirse grandes grietas a lo largo de la base, por exceder a la resistencia a la tensión del concreto sobre un plano de debilidad durante la construcción.

Para el análisis de satisfacción, el proyectista puede proceder a comprobar el coeficiente de seguridad contra deslizamiento, f , como sigue:

$$f = \frac{P}{W - U} = \frac{120,746}{279633 - 109234} = 0.708$$

De acuerdo con la tabla 1, este coeficiente proporciona seguridad contra deslizamiento para concreto sobre concreto, concreto sobre roca sana, y concreto sobre roca con algunas laminaciones. Debe considerarse la conveniencia de usar dentellones cuando la calidad de la roca de cimentación sea mala.

Los esfuerzos dentro de la presa son bajos porque los esfuerzos en el talón y en el pie son mucho menores que los permitidos para el proyecto. Generalmente, el proyecto de las presas pequeñas no estará controlado por los esfuerzos internos.

El volumen del material usado es importante para determinar los costos en los estudios de factibilidad. El volumen de la sección central es:

$$\text{Volumen} = \frac{15.54 \times 11.28}{2} + \frac{2.74 \times 13.72}{2} = 106.45 \text{ m}^3$$

Por metro de anchura

$$= 649 \text{ m}^3 \text{ por tramo de 6.1 m}$$

El volumen total puede estimarse aproximadamente haciendo referencia a la Fig. 15 y aplicando el volumen por metro de la sección transversal total. Podrían estimarse once bloques de 6.10 m, más cuatro bloques parciales de volumen mucho menor, o:

$$11 \times 649 = 7139$$

$$4 \times 153 = \frac{612}{7751 \text{ m}^3}$$

Muchos proyectistas eligen el concreto para la casi imposible tarea de controlar el agua en lugares en los que de otra manera sería imposible la construcción de presas. La presa derivadora Isleta, de 1.52 m de altura pero de 205 m de largo, controla la corriente para riesgo en Nuevo México en el sistema medio del Río Grande.

Las principales cantidades de concreto adicionales serían las de la estructura del vertedor de demasías, que probablemente serían 229 m³. En otras varias estructuras serían necesario usar otros 115 m³. El precio para las construcciones de concreto varía en las diferentes zonas. Para estimar el costo es de Dlls. 26.20 por m³ colado, lo que da un costo total para la presa de Dlls 212,089, excluyendo conceptos como excavación, inyecciones de lechada de cemento, y ganancia del contratista.

Con esta estimación de costos, el ingeniero puede proseguir con la evaluación y reevaluación económica del proyecto de la presa.

Presa sobre material permeable

En este ejemplo, supongamos que el material de cimentación en la Fig. 15 es arena gruesa y grava con una profundidad mayor de 30.5 m. Las faldas de la boquilla en que se construye la presa contienen lamas y arcillas.

A primera vista, el proyectista puede sentirse inclinado a proponer una presa de tierra con un vertedor costoso. Sin embargo, puede construirse en el lugar una presa de contrafuertes, o una sólida de gravedad en el lugar, dando importancia principal en el proyecto y en la construcción al control de la tubificación. Las mismas precauciones son necesarias en el proyecto de las presas de tierra.

La tabla 2 muestra que el valor mínimo de capacidad de carga para la grava y para la arena es aproximadamente de 48.8 tons / m²; el valor de la relación pesada de corrimiento según Lane es 3.0; y el coeficiente de Bligh es de 9.0. Estos valores son límites que hay que considerar en el proyecto de una presa de concreto de gravedad o de contrafuertes.

La tabla 1 da el valor de seguridad contra deslizamiento para el concreto sobre arena gruesa y grava de 0.4.

Los esfuerzos y pesos calculados para una presa de gravedad sobre cimentación de roca se aplican también a una presa de gravedad sobre cimentación permeable. La sección de gravedad modificada mostrada en la Fig. 16 se usara como punto de partida en este proyecto. El promedio de presión es de 1.97 kg /cm², con presión en el talón de

1.57 kg /cm² y en el pie de 2.39 kg /cm². El coeficiente de deslizamiento es 0.71, y el proyecto debe además modificarse para esta cimentación sobre arena y grava. Sin embargo, antes de modificar el proyecto por el deslizamiento, se deberá mejorar para evitar la tibificación y obtener, posiblemente, seguridad contra deslizamiento al mismo tiempo.

De acuerdo con el criterio de Lane, la relación pesada de corrimiento debe ser aproximadamente 3.0. La relación de Lane se obtiene dividiendo la trayectoria de corrimiento pesada por la carga. La trayectoria de corrimiento pesada es la distancia que recorre una partícula de agua a lo largo de la frontera contadas las

superficies horizontales que tienen un tercio de la eficacia que las verticales y las inclinadas 45°. Así, sin dentellones, la relación de corrimiento pesada para la sección modificada de la Fig. 16 es:

$$\begin{aligned} \text{Trayectoria de corrimiento pesada, } W_p &= 14.02/3 = 4.67 \text{ m} \\ \text{Carga efectiva, H} &= 15.54 \text{ m} \\ W_p/H &= 4.67/15.54 = 0.3 \end{aligned}$$

Este valor es mucho menor que 3. La distancia de la trayectoria pesada necesaria se encuentra con:

$$\begin{aligned} W_p &= 3 \times 15.54 \\ &= 46.62 \text{ m} \end{aligned}$$

Esta distancia puede obtenerse con distancia tanto horizontal como vertical. Para obtener una distancia suficiente W_p , supongamos, un zampeado de concreto aguas arriba con una longitud de 30.5 m, terminando con un dentellón de 6.1 m y otro, también de 6.1 m en el pie de la sección de la presa.

$$\begin{aligned} W_p &= 6.1 + 6.1 + 30.5/3 + 46/3 + 6.1 + 6.1 \\ W_p &= 24.4 + 10.17 + 4.67 = 39.24 \text{ m} \\ H &= 15.54 \text{ m} \\ W_p/H &= 39.24/15.54 = 2.5 \end{aligned}$$

Aumentando el dentellón de aguas arriba a 7.62 m se elevará el valor de la relación a 2.9, y un dentellón de 9.14 m aumentará la relación a un número aceptable de 3.2.

Las lozas reforzadas aguas arriba, correctamente unidas a la sección de la presa aumentará la resistencia de deslizamiento por aumentar la superficie de contacto que roza.

Con dentellones colocados en el talón y en el pie de la presa puede satisfacerse la relación de corrimiento. Un dentellón de 12.19 m en el talón y otro de 9.14 m en el pie pueden dar una relación de corrimiento satisfactoria mayor de 3.0.

Se ha presentado dos soluciones para cuando la relación de corrimiento de Lane es aproximadamente de 3. Antes de elegir una de ellas para la solución final, el proyectista debe comprobar el gradiente crítico de salida en el pie.

Probablemente la clave para hacer un proyecto seguro cuando las cimentaciones son permeables es la obtención de gradientes de salida seguros para la descarga en el pie y en los atraques de la presa. Con la relación de corrimiento de Lane se trata de eliminar esta condición crítica de proyecto.

Puede usarse dos métodos más para determinar la estabilidad contra la tubificación: las redes de flujo y el cálculo matemático de los gradientes de salida.

En la Fig. 21 (a y b) se muestran las redes de flujo en forma de croquis aproximado para relaciones de corrimiento de Lane aceptables. Los gatos de filtraciones se determinan de la red de flujo con una modificación de la fórmula de Dancy.

$$Q = R (n_f / n_d) h d$$

en la que Q = gasto en metros cúbicos por segundo

R = coeficiente de permeabilidad en m / seg

n_f = número de canales de flujo en la red de flujo

n_d = números de caídas equipotenciales

n_d = pérdida de carga en m, elevación del embalse menos la evaluación de la carga

El coeficiente de permeabilidad se determina mediante pruebas de campo y de laboratorio. Se obtiene un dato aproximado de la permeabilidad tomándolo de la tabla 9; un valor de 0.216 m por un minuto, que es el corresponde a la arena y grava. Para la Fig. 21^a, la filtración se calcula como:

$$Q = (0.216/60) (4/5) 15.24 = 0.044 \text{ m}^3 / \text{seg por m de presa.}$$

Se obtiene una comprobación de esta estimación aplicando la ecuación de Dancy en el dentellón de aguas arriba:

$$Q = R_{ia} = (0.21/60) (15.24/25.9) 18.29 \\ = .039 \text{ m}^3 / \text{seg. Por metro de cresta}$$

Esto concuerda muy bien con la estimación del gasto. En la sección de la longitud de flujo, l , para calcular i se tomó la longitud de la trayectoria más corta, debido a lo corto de la distancia entre los dos dentellones. La relación de la distancia de recorrido a lo largo de la base, b , a la profundidad del dentellón d , debe ser mayor que 1.0, antes de aplicar una distancia pasada de trayectoria a la longitud de flujo.

En forma semejante, el gasto se calcula para la Fig. 21b con la red de flujo como:

$$Q = (0.216/60) (1.22/3.05) 15.24 \\ = 0.022 \text{ m}^3 / \text{seg. Por metro de cresta}$$

σ bien $Q = (0.216/60) (15.24/45.75) 21.34 \\ = 0.026 \text{ m}^3 / \text{seg. Por m}$

Esto de nuevo concuerda bastante bien.

Observando las dos redes de flujo de la Fig. 21 se ve que indican elevadas concentraciones en la base de los dentellones. El gasto en dirección de aguas arriba no es tan importante porque las partículas no pueden moverse en dirección de aguas abajo. Pero las partículas en el dentellón de aguas abajo pueden moverse hacia arriba y hacia fuera de la cimentación, si el gradiente de presión excede de su peso. Con el agua moviéndose hacia arriba, el empuje de la corriente (o gradientes de presión) se combina con la flotación para reducir el peso efectivo del material. El empuje de la corriente hace flotar el material si la presión hidrostática interna es igual, o mayor que, la carga del material sobrepuesto. Esto conduce a la condición crítica para flotación:

$$\dot{I}_c = (S - 1) (1 - P)$$

donde S = peso específico del suelo

P = porosidad

\dot{I}_c = gradiente hidráulico, h/l .

Tabla 9. Coeficientes de permeabilidad aproximados.

Tamaño de 20% de las partículas en mm	Coefficiente de permeabilidad $R \times 10^{-4}$, en cm/seg.	Coefficiente de permeabilidad R en pies/min	Coefficiente de permeabilidad R en pies/año	Clasificación del suelo
0.005	0.030	0.0000059	3.10	Arcilla gruesas Limo fino
0.010	0.105	0.0000206	10.84	
0.02	0.40	0.0000787	41.4	Limo grueso
0.03	0.85	0.0001675	88.2	
0.04	1.75	0.0003450	181.5	
0.05	2.80	0.0005510	290.0	
0.06	4.6	0.000906	477.	Arena muy fina
0.07	6.5	0.001280	673.	
0.08	9.0	0.001775	935.	
0.09	14.0	0.002760	1,450.	
0.10	17.5	0.003450	1,815.	

0.12	26.0	0.00513	2,698.	Arena fina
0.14	38.0	0.00750	3,940.	
0.16	51.0	0.01000	5,256.	
0.18	68.5	0.01350	7,100.	
0.20	89.0	0.01750	9,200.	
0.25	140.0	0.02760	14,500	
0.30	220.	0.0434	15,780.	Arena media
0.35	320.	0.0630	33,150.	
0.40	450.	0.0886	46,600.	
0.45	580.	0.1142	60,000.	
0.50	750.	0.1480	77,800.	
0.6	1,100.	0.216	113,500.	Arenas gruesas
0.7	1,600.	0.316	166,200.	
0.8	2,150.	0.424	223,200.	
0.9	2,800.	0.552	290,300.	
1.0	3,600.	0.710	373,500.	
2.0	18,000.	3.540	1,860,000	Grava fina

Esta tabla es una copia de la referencia No. 2 representa una aproximación muy tosca de las condiciones que se encuentran en el campo. Las diferencias en densidad, temperatura, o porosidad pueden ser las responsables de grandes diferencias en el coeficiente de permeabilidad. El tamaño de 20 por ciento de las partículas de un material indica el tamaño para el cual el 20 por ciento de las partículas son de menor tamaño para el tamaño mayor.

En las estructuras con delantal horizontal y dentellón vertical, el gradiente de salida se calcula como: ¹⁶

$$Ge = (\pi d \sqrt{y/d}) = C(H/d)$$

$$\text{donde } y/d = 1/2 + \frac{\sqrt{R^2 + 1}}{2}$$

$$R = b/d$$

La Fig. 22 ilustra los diferentes términos adimensionales. La curva presenta el gradiente de salida, Ge , en la función de la relación b/d . El gradiente de salida multiplicado por un coeficiente de seguridad debe ser menor que la carga del material que esta sobrepuesto, es decir:

$$Ge(F) < (S - 1)(1 - P)$$

El dentellón de aguas arriba no tiene efecto importante en el cálculo del gradiente de salida.

Para el ejemplo, supongamos que $S = 2.65$ y $P = 0.03$. Por tanto, $(S-1)(1-P) = 1.65 \times 0.97 = 1.60$ como gradiente crítico de flotación. Calculando el gradiente de salida para la Fig.21 a, $d = 9.14\text{m}$, $b = 14.02\text{m}$. Para $b/d = 1.5$, léase de la Fig. 22c = 0.265. Entonces:

$$Ge = C(h/d) = 0.265 \left(\frac{15.24}{9.14} \right) = 0.44$$

El coeficiente de seguridad para este proyecto es la relación del gradiente crítico de flotación, 1.60, al gradiente real de salida, 0.44, ó $1.60/0.44 = 3.64$.

Como por seguridad^{11, 12} esta relación debe de ser cuando menos 5, la Fig. 21a es insegura. Además, la red de flujo indica que aproximadamente 3.05 m de la carga debe disiparse en una longitud de 9.14 m. Esto requiere una gran proporción de pérdida de la energía, o $H/1 = 0.33$. El proyectista debe determinar si esta condición puede garantizarse usando drenes aguas arriba del dentellón del pie o aumentando la carga sobrepuesta que estabiliza el pie.

En las condiciones de 4l segundo proyecto, Fig. 21b, la relación es $b/d = 44.5/6.1 = 7.3$. $C = 0.16$ y $G_e = 0.16$ ($15.24/6.10$) = 0.4. De nuevo el gradiente de salida es demasiado grande, dejando un margen de seguridad contra flotación de solo aproximadamente 3. La longitud de la presión de salida puede también observarse al estudiar la red de flujo.

Este ejemplo muestra que un delante aguas arriba tiene menos efecto en el gradiente de salida que un cambio en la profundidad del centellón. Considere la Fig. 21 a con $b = d = 14.02$ m, $b/d = 1.0$, y $C = 0.285$, $G_e = 0.285$ ($15.24/14.06$) = 0.24. Esta puede considerarse segura, ya que el factor de seguridad es $1.15/0.24 = 4.79$. Con este diseño, se obtiene una ventaja adicional al aumentar la resistencia al deslizamiento.

La supresión, la caída equipotencial de carga multiplicada por el peso unitario del agua, se obtiene de la red de flujo. En la Fig. 21b, la presión en el centro de la presa en el punto A es $p = wh = 1000 \times 4.57 = 4,570$ Kg. por m^2 .

Tratando en la misma forma a otra línea de caída de presión se define el diagrama de supresión. Hay que dar una atención especial a la supresión, y confinan el material para permitir una consolidación aproximadamente igual y el asentamiento uniforme de la presa. Las juntas dentro de la presa deben de ser flexibles para que permitan algunas diferencias de asentamiento. Todas las juntas deben ser herméticas. El impedir el paso del agua alrededor de los extremos de los atraques es igualmente importante. Esto es la mayor importancia si una sección de tierra se une a un tramo central de concreto. La resistencia al paso del agua debe mantenerse en la construcción de todos los

Dentellones.¹²

El apoyo en la Fig. 21b en el que se ha aumentado la profundidad del centellón a 14.02 m sería una solución de contrafuerte podría reemplazar la sección de gravedad de concreto.

En este ejemplo solo se ilustran los conceptos básicos para el proyecto de una presa sobre material permeable. El proyectista debe estudiar las referencias citadas para conocer más a fondo la cuestión. Existen en la literatura muchos ejemplos de proyectos sobre materiales blandos que pueden ayudar a formular un proyecto determinado.

El desarrollo de las presas en México.

En México, entre los siglos XVII y XIX, se construyeron numerosas presas, casi todas de mampostería, en el territorio de Aguascalientes y Querétaro, destinadas fundamentalmente a riego. Casi todas de trazo recto, con algunos contrafuertes y con sección de dimensiones que ahora pueden considerarse atrevidas, desde el juicio de su estabilidad.

Entre las más importantes obras de almacenamiento que subsisten se pueden mencionar: la de Saucillo, San Blas, Natillas, Pabellón, estas presas en Aguascalientes. En Guanajuato, El Aguacate, y la de Nadó, en el Estado de México.

PRESA SAUCILLO (Aguascalientes)

En los primeros años del Siglo XX la actividad en la construcción de presas fue muy reducida. El gobierno no trabajaba con fuerzas propias en esta rama de la ingeniería, confiaba a compañías extranjeras, dentro de convenios y concesiones, los trabajos de éstas y otras obras. Así la Compañía de Luz y Fuerza construyó la presa Necaxa, una de las más importantes de esa época, tiene 58 m de altura y la cortina está formada por enrocamiento que fue colocado con chiflones de agua para ayudar a su mejor acomodo, esta obra tiene unos diques que causaron problemas posteriores, siendo resueltos por la Comisión Federal de Electricidad

PRESA NECAXA (Puebla)

Más adelante, por su importancia en la época, está la presa La Boquilla terminada en 1916 en el río Conchos, Chih. Su cortina es de tipo gravedad, de concreto y mampostería, de 70 m, y fue construida por la Compañía Eléctrica del Río Conchos. La característica de mayor consideración de esta obra es su capacidad de almacenamiento, superior a los 3,000 millones de metros cúbicos, casi igual a las de Palmito, de 1946 y Oviachic de 1952. Cabe mencionar que en los años cuarenta se le dotó de una obra de toma más baja que la original para disponer del volumen de agua más profunda para el riego del sistema río Conchos; esa obra de toma fue una pequeña gran hazaña del trabajo hecho contra el agua almacenada en la presa.

PRESA LA BOQUILLA (Chihuahua)

PRESA LÁZARO CÁRDENAS “EL PALMITO” (Durango)

Otras obras más, incluyendo pequeñas presas derivadoras, fueron realizadas entonces por compañías particulares autorizadas por convenios, por contratos o concesiones del gobierno para riego de tierras como las de Lombardía y Nueva Italia en Michoacán.

La Comisión Nacional de irrigación

Fue en 1926, cuando el presidente Plutarco Elías Calles, Dándose claramente cuenta que la gran obra de irrigación que requería el país sólo podría atacar el propio gobierno, propuso una ley sobre irrigación autorizando la creación de un órgano administrativo denominado Comisión Nacional de Irrigación.

La Comisión encontró dos grandes obstáculos que vencer: la falta de datos sobre el escurrimiento de los ríos que intentaba aprovechar y la falta de personal especializado con experiencia efectiva en el proyecto y en la construcción de presas y obras de irrigación.

La ausencia de gente experimentada fue resuelta trayendo a México a un grupo de ingenieros extranjeros especializados en presas y en irrigación. La presencia de ese grupo fue contratada por seis años, durante los cuales muchos ingenieros mexicanos se fueron capacitando en la materia y formaron la punta de lanza en la creación de una ingeniería brillante y con reconocimiento internacional a través de varias generaciones de profesionales egresados de las escuelas de ingeniería.

La escasez de datos hidrométricos, se trató de resolver con datos de cuencas aparentemente semejantes a otro país y con aplicación de fórmulas y teorías de los expertos hidrólogos de entonces.

Así, en esos seis años iniciales de ingeniería institucional de presas se construyeron muchas obras con gran éxito; pero aquella falta de datos hidrométricos antes mencionada, no alcanzaron sus fines previstos.

La presa Calles, de 64 m de altura, de tipo arco con aleros de gravedad, en Aguascalientes, resulto con capacidad de caso excesiva. La presa Don Martín, Coahuila de 35 m de altura y de tipo de contrafuertes, no llevo a regar el número de hectáreas que se supuso podría abastecer, sino uno mucho menor.

PRESA PLUTARCO ELÍAS CALLES (Aguas Calientes)

PRESA VENUSTIANO CARRANZA “DON MARTÍN” (Coahuila)

La compañía norteamericana J. G. White Engineering Corporation, que fue la contratada para aquellos seis años, trajo a muchos de los mejores ingenieros norteamericanos del Bureau of Reclamation y varios de ellos se quedaron en México permanentemente como consultores. Son dignos de mencionar entre ellos los señores. Andrew Weiss y Max W. King que por muchos años fueron incansables guías en la ingeniería mexicana de presas.

Pronto los ingenieros mexicanos acometieron obras de gran relevancia. El primer desafío que tuvieron fue el proyecto de construcción de los que se llamó “Las Tres Grandes Presas”, diseñadas totalmente por ingenieros mexicanos y construidas por ingenieros mexicanos encabezados por superintendentes extranjeros de gran experiencia.

Esas obras, hace más de cincuenta años, fueron:

La presa Lázaro Cárdenas (El Palmito), de 95 m de altura, en el río Nazas, Durango, construida de tierra compactada y con una capacidad inicial de 3,000 millones de metros cúbicos, terminada en 1946.

LA PRESA LÁZARO CÁRDENAS

La presa Marte R. Gómez (El Azúcar) de 47 m de altura, terminada en 1946, en el río San Juan, con una cortina de tierra limosa compactada y una capacidad de almacenamiento de 2,400 millones de metros cúbicos.

PRESA MARTE R. GÓMEZ “EL AZÚCAR” (Tamaulipas)

Su vertedor iba a tener 9 compuertas de 15 m x 15 m que se contrataron en Alemania, pero nunca llegaron. El vertedor ya en construcción se rediseño y se construyó con una obra vertedora de 15 m de altura y longitud de 300 metros.

La presa La Angostura, de arco gravedad y altura de 91 m, terminada en 1942 en el río Bavispe, Sonora y con una capacidad de 1,020 millones de metros cúbicos. En su diseño y construcción se aplicaron tecnologías de la famosa presa Boulder de los Estados Unidos de Norteamérica, como el sistema de cálculo con cargas de prueba (trial load) y de sistema de enfriamiento del concreto.

Además de esas presas de almacenamiento, se diseñaron y construyeron muchas otras mas durante los veinte años en que existió la Comisión Nacional de Irrigación; fueron 136 presas con una capacidad conjunta de 11,160 millones de metros cúbicos.

La Comisión terminó su labor, como tal en 1946 habiendo hecho obras para el riego, cerca de un millón de hectáreas.

Todas estas obras tuvieron, como ya se ha supuesto, el objetivo principal de almacenar agua para el riego de enormes extensiones que ahora suman, con el beneficio de presas anteriores y posteriores, cerca de 7 millones de hectáreas, además de su desempeño natural de controlar avenidas.

Presas derivadoras

Dentro de este gran grupo de la infraestructura que beneficia al riego, deben incluirse las presas derivadoras que su reducida altura, de unos 7 m o menor, no han sido dignas de atención cuando se organizan foros como el presente. Sin embargo en nuestro país se han desarrollado técnicas de diseño y construcción que se han traducido en muy importantes obras de ingeniería, especialmente a las que no muy adecuadamente hemos llamado “presas indias”. Pueden mencionarse las del río Fuerte, la del río Culiacán, y otras más cuyo funcionamiento ha sido exitoso.

La Comisión Federal de Electricidad

En 1937, el gobierno fundó la Comisión Federal de Electricidad que ininterrumpidamente ha continuado su labor hasta nuestros días en el sector y que ha construido más de treinta presas con capacidad total de cerca de 50,000 millones de metros cúbicos.

Muchas de esas presas son de gran relevancia no sólo por su función para alimentar importantes plantas hidroeléctricas. Algunas de ellas, como:

El Infiernillo, de 148 m de altura, terminada en 1963 en el río Balsas; Santa Rosa, arco de 114 m, terminada en 1964 en el río Santiago; Caracol de 126 m, terminada en 1985 en el río Balsas.

PRESA MANUEL MORENO TORRES “CHICOASÉN” (Chiapas)

Chicoasén de 261 m (la quinta más alta del mundo) terminada en 1980 en el río Grijalva; La Angostura, de 146 m terminada en 1974 en el río Grijalva. Entre las recientes, mencionaré más adelante las dos más modernas que destacan por sus características técnicas, Aguamilpa y Zimapan.

PRESA ZIMAPÁN (Hidalgo)

PRESA AGUAMILPA “Solidaridad” (Nayarit)

Secretaría de Recursos Hidráulicos

En 1947, la Comisión Nacional de Irrigación se transformó en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para cubrir casi todos los aspectos del agua adicionales a la irrigación, con excepción de la generación de energía eléctrica. Durante la vida de la Secretaría, que terminó en 1976, se construyeron 104 presas en México con una capacidad total de almacenamiento de 109,000 millones de metros cúbicos; la Secretaría construyó 81 de ellas, principalmente para riego con una capacidad conjunta de 70,000 millones de metros cúbicos. Por su parte, la Comisión Federal de Electricidad construyó en ese lapso 23 presas con capacidad total de 38,200 millones de metros cúbicos. Estas obras, con su gran importancia, reflejan la magnitud de un período acelerado de crecimiento industrial en el país.

Como obras importantes terminadas en esa época pueden mencionarse Nezahualcóyotl (Mal Paso), en Chiapas con capacidad de 12,900 millones de metros cúbicos y 138 m de altura; Álvaro Obregón (Oviachic) en 1952, de 90 m construida en el río Yaqui; Internacional Falcón de 50 m, terminada en 1953 en el río Bravo; Tacotán, de 70 m, en 1958 en el río Ayuquila; Benito Juárez, de 86 m en 1961 en el río Tehuantepec; El Humaya, de 106 m en 1964 en el río Sinaloa; Internacional de La Amistad, de 88 m en el río Bravo.

PRESA ÁLVARO OBREGÓN “EL OVIACHIC” (Sonora)

PRESA TACOTÁN (Jalisco)

PRESA NEZAHUALCOYOTL “MALPASO” (Chiapas)

PRESA INTERNACIONAL FALCÓN (Tamaulipas)

PRESA INTERNACIONAL DE LA AMISTAD (Coahuila)

PRESA ADOLFO LÓPEZ MATEOS “HUMAYA” Sinaloa)

Contratación de Obras.

La construcción de las presas hasta los años cuarenta fue ejecutada por las fuerzas técnicas del Gobierno Federal a través de las dos comisiones de la Irrigación y de la Electricidad con el método de administración. Pero en esa época, además de algunas compañías constructoras extranjeras existentes, se formaron empresas mexicanas de construcción y el sistema de cambio al método de construcción por contratación de las obras por precios unitarios.

Las compañías constructoras mexicanas formaron equipos que pronto adquirieron amplia experiencia y que más adelante trabajaron también en Ecuador, en Argentina, en Colombia y otros países.

Por lo que se refiere al diseño de las presas, los ingenieros mexicanos también tuvieron rápidamente experiencia importante dentro de las oficinas gubernamentales y desarrollaron tecnologías brillantes que merecieron reconocimiento internacional. Los laboratorios de ingeniería experimental ayudaron, indiscutiblemente, a la buena ejecución de los proyectos.

A finales de los años cincuenta el Gobierno Federal también empezó a contratar el estudio y diseño de pequeñas presas y de muchas otras obras con empresas prestigiadas de ingeniería y consultoría que absorbieron en muchos casos a los grupos técnicos de las oficinas estatales, y puede decirse que, a la fecha, un 90% o más de los estudios y diseños de presas se realizan por firmas de consultoría con amplia experiencia y que también han

salido al extranjero a ejecutar ingeniería de presas, por ejemplo, en Colombia, Ecuador, Brasil, República Dominicana y Argentina.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

En 1976 fue creada la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos que esencialmente consistió en unir las anteriores Secretaría de Agricultura y Secretaría de Recursos hidráulicos. Terminó sus funciones en 1988.

Por lo que se refiere a las presas, no hubo una disminución en la intensidad de actividades tanto en el diseño como en su construcción. En ese período se terminaron 130 presas de más de 15 m de altura.

Mencionaremos algunas de las más importantes; Chilatán, de 104 m, en el río Tepalcatepec, Michoacán en 1986; Cajón de Peña, en el río TomaTlán, Jalisco, de 70 m de altura, terminada en 1976; Cerro Prieto en el río Pablillo, Nuevo León, de 50 m de altura, terminada en 1983; Bacurato, de 114 m de altura, terminada en el río Sinaloa, Sinaloa, en 1982; Comedero, Sinaloa de 136 m de altura, terminada en 1983.

PRESA PDTE. GUSTAVO DÍAZ ORDAZ “BACURATO” (Sinaloa)

PROF. RAÚL J. MARSHAL “COMEDERO” (Sinaloa)

Comisión Nacional del Agua.

En 1989 el Gobierno Federal constituyó la Comisión Nacional del Agua, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. En 1994 la Comisión pasó a formar parte, también como un órgano desconcentrado, de la nueva Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

En lo que se refiere a las presas, ha continuado con la tradición que dejaron sus antecesoras en materia hidroagrícola y de suministro de agua para usos municipales y domésticos.

Por las diversas circunstancias que han influido en la situación económica del país, las actividades en la materia que nos ocupa han disminuido; sin embargo, desde su creación a la fecha, puede hablarse de que la Comisión ha construido más de 25 grandes presas.

Dignas de mención especial son: la terminación de la presa Cerro de Oro en el río Santo Domingo, Oaxaca de 70 m de altura terminada en 1989 y la de Trigomil de concreto rodillado en el río Ayuquila, terminada en 1992; la del Cichillo, en el río San Juan, de 44 m de altura, terminada en 1994; la de Huites, de la cual hablaremos con algo más de detalle, terminada en 1995.

PRESA LUIS DONALDO COLOSIO (HUITES) (Sinaloa)

PRESA MIGUEL DE LA MADRID (CERRO DE ORO) (Oaxaca)

Se tiene noticias de que se realizan estudios de varias presas que podrían formar parte de las construidas en este siglo: la de Temascaltepec que permitirá aportar 5 m³/s al Sistema Cutzamala de agua para el Valle de México; una o varias presas en la cuenca del río Sonora para protección de la ciudad de Hermosillo; alguna más en el Estado de Sinaloa para riego de la planicie costera; y, probablemente, la Comisión tendrá en sus planes algunos otros proyectos que todavía no son del conocimiento público.

Esa ha sido la historia hasta hace unos tres o cinco años. La ingeniería mexicana de presas se ha distinguido en el mundo entero por su avance en el estudio, diseño y construcción. Los últimos ejemplos de su capacidad para las grandes presas han sido Aguamilpa, Huites y Zimapan. Algunas consideraciones sobre ellas:

AGUAMILPA PRESA DE ENROCAMIENTO CON PANTALLA DE CONCRETO.

Durante los primeros años de la Comisión Nacional de Irrigación, se realizó el proyecto y construcción de varias presas de enrocamiento cuyo elemento impermeable fue una losa de concreto formando la cara de aguas arriba de las presas. Pueden mencionarse la presa Taxhimay (1934), la de San Ildefonso (1942), la Esperanza (1943), El Peaje (1943), obras que están trabajando cumpliendo sus objetivos.

En ellas, el cuerpo de la presa está formado por rocas colocadas a volteo y fueron acomodadas, con ayuda de chiflones de agua aplicada a razón de unos 5 m³ por cada m³ de roca. Ese es el cuerpo principal de la cortina y en la zona de aguas arriba, con volumen reducido, se cuidó un mejor acomodo a mano para recibir el concreto de la losa impermeable, intercalando una capa de material fino entre la losa y la roca acomodada.

La losa de concreto reforzado está formada en cuadros de unos 5 x 5 m con lámina de cobre en las juntas y se ligaba la losa con un dentellón perimetral en la boquilla, de concreto colado en zanja de la roca con profundidad de pocos metros, a través del cual se inyectó la roca. En algunas presas, como La Esperanza, se suprimieron las juntas horizontales, y en alguna también las verticales.

Las presas tienen altura menor a 50 m y, han funcionado bien, salvo algunos pequeños incidentes principalmente en las uniones con el dentellón, que fueron reparadas fácilmente.

Una de las últimas grandes presas, Aguamilpa, de 187 m de altura (la mayor del mundo de ese tipo) fue construida por la Comisión Federal de Electricidad hace cinco años mediante técnicas modernas que permitieron abocarse a la obra de tal magnitud. El dentellón fue sustituido por una losa plana perimetral, sirviendo de base al inyectado profundo de la roca y la cara o pantalla de concreto fue colada con losas dotadas de juntas verticales. El sistema de tapa juntas fue minuciosamente estudiado y su comportamiento ha sido satisfactorio.

Pero los elementos dignos de considerar son los que forman el cuerpo de la cortina: la mitad de aguas arriba está formada por gravas y arenas consolidadas con rodillos y la otra mitad aguas abajo, fue formada por rocas de tamaño medio que se colocaron en capas y se compactaron con rodillos de 15 toneladas siguiendo especificaciones de detalle basadas en consideraciones y pruebas pertinentes.

Estas características marcan la diferencia principal con las antiguas presas y permitieron unas obras de 3 ó 4 veces más alta que aquéllas.

Otras obras semejantes a Aguamilpa, aunque de menor altura, han sido construidas en Australia, en Colombia, en Brasil y algunas se están realizando en estas fechas en otros países.

Presas de Gravedad.

Muchas de las presas de gravedad en años anteriores fueron construidas con mampostería de piedra, más adelante con concreto y también con concreto rodillado, de estas últimas digna de mencionarse es la de Trigomil.

A ellas se agrega Huites, en el río Fuerte. Construida por la Comisión Nacional del Agua con concreto convencional y terminada en 1995. Es la obra de concreto más importante realizada en México tanto por su altura de 152 m como su volumen de tres millones de metros cúbicos que fueron colocados en tiempos muy cortos que establecieron records mundiales. Las técnicas de enfriamiento del concreto, el diseño de la cortina y sus obras auxiliares fueron realizadas con aplicación de los sistemas más modernos por los ingenieros mexicanos.

Presas de Concreto Rodillado.

Hablando de estas grandes obras realizadas en México, no es por demás mencionar el novedoso material de presas que ha tenido una espectacular relevancia en este último cuarto de siglo: el concreto rodillado. En su uso, nuestro país hizo su presencia hace algunos años con varias presas, de las cuales, en su momento tuvo la más alta: Trigomil, de 107 m terminada en 1993.

En más del 50% de las presas recientes se ha usado cementante en cantidades mayores a 150 kg/m³ incluyendo unos 80 kg/m³ de cemento Pórtland, a diferencia de cantidades bastante más reducidas inicialmente.

Se ha introducido el concreto rodillado en las presas en arco gravedad y arco simple (China).

Se ha incrementado el tamaño de estas presas (en promedio era de 40 o 50 m excepto la mexicana Trigomil de 107 m). ahora tiene 155 m la Miyagase de Japón y se está iniciando la Miel I en Colombia con altura propuesta de 188 m y un volumen de 1.7 millones de metros cúbicos.

Construcciones de Presas en la actualidad.

La Comisión Internacional de Grandes Presas lleva un registro de las obras que se construyen en los 84 países que tiene registrados. En 1997 la Comisión informó sobre la construcción actual de más de 1,600 presas con altura mayor de 15 m, de las cuales en la India son más de 600, en China cerca de 300, en Turquía 1900 y en América Latina muy pocas. En promedio resultan unas 20 presas por país.

Consideraciones.

A la vista de este panorama general caben algunas reflexiones. Poco más de 1,000 grandes presas, llamando así a las de más de 15 m de altura, en nuestro país se encuentran funcionando, cumpliendo su misión en condiciones que pueden considerarse normales u óptimas. No han sufrido accidentes importantes como fallas totales o parciales que ocasionaran pérdidas de vidas. Algunos incidentes se han presentado, como agrietamientos por sismos, filtraciones poco intensas y movimientos estructurales sin trascendencia.

Todo esto es motivo de orgullo para los ingenieros de muchas generaciones que hemos intervenido en el estudio, diseño y construcción a lo largo de estos 70 años en los que las presas forman parte de la vida institucional del país. Estamos aquí presentes, alguno que otro de los participantes en aquellas tres grandes presas de los años cuarenta a que me referí al principio de esta plática, y muchos otros que han intervenido en multitud de obras más recientes.

Es común que con frecuencia los ingenieros nos interesemos en el comportamiento de nuestras obras, de cuándo se llenan, cuándo les falta agua, qué mantenimiento se les da a sus válvulas y compuertas, cuándo se aumenta su altura, etcétera.

Pero todos nos preguntamos por qué no se construyen tantas presas como antes, por qué otros países con menores posibilidades económicas aparentes continúan construyendo presas, algunos en número espectacular. Recordemos que hasta hace pocos años los ingenieros proyectistas oficiales y privados estudiábamos la factibilidad de algún proyecto que incluía una o más presas, y que al resultar positiva la conclusión de nuestro estudio, en corto tiempo más adelante se iniciaba la construcción de la presa y de sus canales o acueductos o de su central eléctrica, simultáneamente con la implantación de los otros eventos del proyecto.

Pero ahora, muchos meses después de haber terminado los diseños de varias presas no vemos que se de principio al proceso de construcción. La explicación simplista es que la situación económica del país no permite tal proceso y que los fondos ahora disponibles se aplican al mantenimiento de la infraestructura en servicio, justa y acertada medida; y que los diseños realizados y otros futuros esperarán mejor oportunidad.

Pero nos preguntamos si no habrá manera de financiar adecuadamente proyectos cuya evaluación de factibilidad seguramente fuese favorable y que llevados a la práctica producirán los beneficios esperados dentro de los cuales se pagará la inversión inicial para construir y poner en marcha la presa, su acueducto, su central, sus canales, etc. Parece, inexplicablemente, que la planeación del desarrollo del país no contempla estos factores.

Tal vez estoy repitiendo, o estoy adelantando aspectos que otros conferenciantes de esta importante reunión más enterados que yo tendrán incluidos en su exposición.

Pero es que no es fácil para nosotros, los ingenieros de presas, aceptar que una nación con crecimiento acelerado como el, nuestro no se beneficie de los favores que nuevas presas otorgan en riego, generación eléctrica, control de avenidas, agua potable, pesca, acuicultura, turismo.

Sin embargo, estoy seguro de que cada uno de nosotros, estamos interesados en recuperar justificadamente nuestra posición relevante en el diseño y construcción de las presas, los ingenieros, calculistas, constructores, funcionarios, etc., estamos dispuestos hacer los que nos corresponda para lograrlo.

Presas de Concreto del Tipo de Gravedad

Introducción.

Origen y su evolución: Las presas de concreto son estructuras de dimensiones tales, que por su propio resisten las fuerzas que actúan en ellas. Si se construyen en cimentaciones buenas, las presas sólidas de concreto son estructuras permanentes que requieren poca conservación.

La presa más antigua que se tiene noticia fue la construida en Egipto, más de 4.000 años A.C. de mampostería seca. Los arqueólogos creen que esta presa se mantuvo en perfectas condiciones por más de 45 siglos. Aunque no se conocen las proporciones de esta presa, de la base a la altura, existen evidencias de otras presas de esa era, que tenían anchura en la base igual a cuatro veces su altura. Mejorando el proyecto y los métodos de construcción, los romanos pudieron reducir esta relación a 3:1.

La mampostería no sirvió para la construcción más que de presas bajas y se desarrollaron otros métodos de construcción. Según los registros, primero se uso un mortero de arcilla para unir la mampostería; después se descubrió y uso el mortero de cal. Las presas del tipo de mampostería fueron superadas con mucho por las de tipo de concreto del tipo gravedad. Innumerables innovaciones en el proyecto y la construcción en bloques separados, y muchas otras, han hecho posible la construcción de estructuras monumentales como de la presa Hoover, de 726 pies de altura; la presa Gran Coulee, que contiene más de 11 millones de yardas cúbicas de concreto; y la Grand Dixence con una altura de 922 pies. La relación de la base a la altura de todas estas estructuras es mucho menor que 1:1.

Extensión de la discusión: Este capítulo se limita a las discusiones de presas “pequeñas” de concreto de tipo gravedad; es decir, de estructuras no mayor de 50 pies si se desplantan sobre roca, y con una carga máxima neta (del nivel de embalse a la descarga) que no pase de 20 pies en cimentaciones permeables. A menos que estas presas sean de longitud anormal, requieren un gran volumen de concreto. Como ejemplo de presas de concreto dentro de la extensión son la presa de derivación Willwood, sobre el río Shoshone en Wyoming y la presa de derivación de Woodstone en la South Fork del río Salomón de Kansas.

En este capítulo se discuten principalmente las fuerzas estabilizadoras y las que no son, que actúan en las presas de concreto tipo gravedad y los requisitos para su estabilidad. Se presentan consideraciones adicionales en conexión con las estructuras de concreto sobre las cimentaciones permeables y, finalmente, las normas ordinarias con respecto a los diferentes detalles de proyecto o de distribución se describen brevemente. En presas pequeñas, la ventaja económica que se puede obtener enfriando el concreto e inyectando en las juntas de contracción que se puedan producir, con objeto de poder analizar la estructura completa como una sola masa.

Generalidades: Para el proyecto de las presas de gravedad, es necesario determinar las fuerzas que se puedan suponer que afectan la estabilidad de la estructura.

Las fuerzas que deben considerarse para las presas de gravedad dentro del campo de este texto; son las debidas a; La presión del agua, tanto interna como externa (o subpresión), la presión del azolve, la presión del hielo, las fuerzas producidas por los terremotos, el peso de la estructura y la reacción resultante de la cimentación. Al proyectar la corona de la sección vertedora, se debe considerar la posibilidad de presiones interiores a la atmosférica que se desarrollan entre la lamina del agua y el concreto.

Otras fuerzas, entre las que se incluyen los vientos y las olas, son insignificantes para las presas pequeñas y no es necesario considerarlas en los análisis de la estabilidad.

La **Fig. 1** muestra las condiciones normales de carga usadas en este trabajo. Los símbolos y definiciones para las condiciones normales de carga se dan enseguida:

A = Angulo entre la cara del elemento y la vertical.

T = Distancia horizontal de la arista de aguas arriba a la arista de aguas debajo de la sección.

I = Momento de inercia de la base de la sección de 1 ft de ancho con relación a su centro de gravedad, igual a $\frac{T^3}{12}$.

ω_c = Peso unitario del concreto.

ω = Peso unitario del agua.

h o h' = Distancia vertical del agua del vaso o de la descarga, respectivamente, en la base de la sección.

p o p' = Presión del agua del vaso o del agua de descarga, respectivamente en la base de la sección Es igual a wh o wh' .

W_o = Carga muerta arriba de la base de la sección que se considera incluyendo el peso del concreto, w_c , más el de los accesorios como compuertas o puentes.

W_w o W_w' = Componente vertical del agua del vaso o carga del agua de descarga, respectivamente, sobre el paramento arriba de la base de la sección.

M_o = Momento de W_o con relación al centro de gravedad de la base de la sección.

M_w o M_w' = Momento de W_w o M_w' = Momento de W_w o W_w' con relación al centro de gravedad de la base de la sección.

V o V' = Componente horizontal de la cara del agua del vaso o del agua de descarga, respectivamente, sobre el paramento arriba de la sección. Esta es igual $\frac{wh^2}{2}$ para V y $\frac{w(h')^2}{2}$ en condiciones normales.

M_p o M_p' = Momento de V o V' con relación al centro de gravedad de la base de la sección, igual a $\frac{wh^3}{6}$ para M_p y $\frac{w(h')^3}{6}$ para M_p' .

W = Fuerza vertical resultante arriba de la base de la sección, igual a $W_o + W_w + W_w'$.

V = Fuerza horizontal resultante arriba de la base de la sección, igual a $V - V'$.

M = Momento resultante de las fuerzas arriba de la base de la sección con relación al centro de gravedad de la base de la sección. Es igual a $M_o + M_w - M_w'$ ($M_p - M_p'$).

E = Distancia del centro de gravedad de la base de la sección al punto donde la resultante de W y V corta la base de la sección. Es igual a M/W .

U = Fuerza total de subpresión sobre una sección horizontal, es igual a $\frac{T(p + p')^3}{2}$

Además de las condiciones normales de carga, puede ser necesario aplicar las cargas del hielo, del azolve y las producidas por los terremotos. Sin embargo no es probable que todas estas cargas adicionales ocurran al mismo tiempo. La decisión de sí se considera estas cargas adicionales y en que combinaciones, debe darla un ingeniero experimentado en el proyecto de las presas.

Sobre las presas vertedoras sin dispositivos de control, la presión horizontal sobre el paramento de aguas arriba, se presenta por el trapecioide (a, b, c, d) en la figura 2 en las que las presiones unitarias en la parte superior y en la inferior son 62 h1 y 62.5 h, respectivamente. La línea de acción de la fuerza pasa por el centro de gravedad del trapecioide. La componente vertical del agua que se vierte por la cresta del vertedor no se usa en el análisis por que el agua se aproxima con la velocidad del chorro, que reduce mucho la presión vertical sobre de la presa. De la misma manera, debido a su elevada velocidad, la corriente del agua en el paramento de aguas abajo, no ejerce presión suficiente sobre la presa que se le tome en cuenta. Cuando existe presión del agua de descarga o presión hacia atrás sobre el parámetro de aguas abajo, se trata de la misma manera que la presión del agua en la Fig. 1(A). Si se usan en la corona compuertas, agujas u otros detalles de control se consideran como partes de la presa en lo que toca a la aplicación de la presión del agua.

b) Presión interna o subpresión

Las fuerzas de subpresión se presentan como presiones internas en los poros, grietas o hendiduras tanto de la presa como de su cimiento. Es evidente que estos espacios en la presa o en la cimentación estarán llenos de agua, la cual ejerce presiones en todas direcciones. Esta presión puede tener un efecto importante en la estabilidad de la presa y debe incluirse en el análisis. Si se supone que a las fuerzas de subpresión no las afectan las fuerzas de subpresión no las afectan las fuerzas producidas por los terremotos.

Presas de cimentaciones en roca

La intensidad de la subpresión debajo de una presa de concreto sobre una cimentación de roca es difícil determinar. Generalmente, se supone que las presiones intersticiales en la roca o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección. Es evidente que bajo el efecto de una carga sostenida, la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión total del vaso y varía en forma aproximada a la línea recta desde este punto a la presión del agua de descarga, o cero, en el paramento de aguas abajo, sino hay agua de descarga. Esto es cierto no solamente en el contacto entre la presa y la cimentación sino también dentro del cuerpo de la misma presa.

Las subpresiones se pueden reducir construyendo drenes a través del concreto de la presa y perforando agujeros de drenaje en las rocas de la cimentación. Estos drenes se colocan generalmente cerca del parámetro de aguas arriba de la presa, aunque se debe tener cuidado para asegurarse de que no se producirán tubificaciones directas del vaso. En todas las presas Bureau of Reclamation se construyen drenes de este tipo cuando son de altura considerable, y medidas reales de la subpresión tomadas de bajo de la presa, han de mostrado que son muy efectivos. Si la roca de la cimentación de una presa propuesta fuera absolutamente homogénea, se podría prever la eficacia de los drenes. Sin embargo, debido a la presencia de hendiduras y fisuras de la incertidumbre de interceptarlas con los drenes, el procedimiento más seguro es suponer que la carga varía en línea recta hasta las presiones de la agua de descarga como una medida de la subpresión. Cualesquiera otras suposiciones deberán comprobarse por el método de la analogía eléctrica u otros métodos comparables del análisis supervisados por ingenieros experimentados en este campo.

Otros métodos que se usan para reducir la subpresión en el contacto de la presa con la cimentación incluyen la construcción de dentellones debajo del parámetro de aguas arriba, la construcción de canales de drenaje (generalmente de tubos para drenaje) entre la presa y la cimentación, y la inyección a presión de la cimentación. Estos métodos, por lo general, se consideran solamente como factores de seguridad adicionales en el proyecto de las presas pequeñas y no se consideran con los meritos suficientes para reducir los requisitos de proyecto.

Presa sobre cimentaciones permeables.

Las subpresiones debajo de una presa de concreto sobre una cimentación permeable están relacionadas a las filtraciones por materiales permeables. El agua, al filtrarse por los materiales la retardan las resistencias debidas a los rozamientos, como le sucede a la misma agua cuando circula por un tubo. La intensidad de la subpresión se puede controlar con zampeados debidamente colocados, dentellones, y otros dispositivos.

Presión por azolve

Casi todas las corrientes llevan una cantidad apreciable de limo tanto en sus gastos normales como en las avenidas. Cuando en una corriente que lleva limos se construye una presa, eventualmente entrarán en el vaso y se depositarán en el agua tranquila, aguas arriba de la presa. Si se deja acumular contra el paramento de aguas arriba de la presa, el limo ejercerá cargas mayores que la presión hidrostática. En ausencia de datos seguros, una suposición relativamente común sobre la presión del limo es considerar la carga horizontal como equivalente a la de un líquido que pese 85 lb/pie³ y un peso vertical de 120 lb/pie³.

Algunas veces se construyen en la presa canales de descarga para evitar que se acumule el limo en el vaso. En las presas de derivación la función principal del canal de descarga es mantener la bocatoma y el canal libres de limo, pero también se puede obtener algún beneficio para la presa reduciendo la carga del limo.

Se han proyectado muchas presas de gravedad sin tomar en cuenta la carga de los azolves. En general, la carga del limo contra las presas de almacenamiento será un factor pequeño, pero contra las presas derivadoras puede ser más importante. En uno y otro caso existen algunas para despreciar la carga del azolve. Inicialmente no existe la carga del limo, y con el tiempo puede llegar a ser un factor importante; el limo a consolidado cierto grado y, por lo tanto, actúa menos como un líquido. Además el limo depositado en un vaso será algo impermeable y ayudará a disminuir la subpresión debajo de la presa.

Se deberá dar mayor importancia a los azolves cuando el objeto principal es la detención del limo. En este caso, el proyectista no quedará satisfecho en suponerla a una cantidad arbitraria, como se dijo antes. Se pueden hacer cálculos más precisos de la carga del limo combinando la presión hidrostática con la componente horizontal del limo, V, determinada por la fórmula de Rankine, despreciendo la cohesión:

$$V = \frac{Wsh^2}{2} \left(\frac{1 - \text{sen}\theta}{1 + \text{sen}\theta} \right)$$

en la que:

Ws = Peso del material sumergido

h = espesor del material

θ = ángulo de fricción interna

Aquí también se encontrará obstáculos al hacer suposiciones con respecto al peso sumergido, ángulo de fricción interna, etc. Debido a la falta de datos. La discusión completa de la fórmula de Rankie y de las suposiciones que hay que hacer para su aplicación queda fuera del campo de este trabajo.

Presión producida por el hielo

La presión del hielo se origina por la dilatación térmica de la lamina de hielo y por el arrastre del viento. Es difícil determinar los valores que se deben asignar a la carga del hielo en el proyecto de una presa de concreto. Los datos relativos a las características físicas del hielo como su resistencia al aplastamiento, su modulo de elasticidad y los efectos del flujo plástico son inadecuados y aproximados. Además, el esfuerzo ejercido por el hielo al dilatarse depende del espesor de la lamina, de la rapidez de la elevación de la temperatura del hielo, de las fluctuaciones del nivel del agua, del carácter de las playas, del vaso, del talud del paramento de las aguas arriba de la presa, del arrastre del viento y de otros factores. La rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo es una función de la rapidez de la elevación de la temperatura del aire y de la cantidad de nieve que cubra el hielo. El confinamiento lateral del hielo depende del carácter de las playas del vaso y de los taludes del paramento arriba de la presa.

Fig. 3 Empuje del hielo en relación con el espesor de la lámina de hielo, elevación de la temperatura del aire y confinamiento.

En vista de todas las variables el proyectista debe de resolver la difícil tarea de estimar la magnitud de la presión del hielo actuando contra la estructura. Sin embargo, se dispone de varios medios que ayudan a proyectar. En 1947, Roce recolecto y puso en forma utilizable todos los datos sobre presiones de hielo. Sus graficas, **Fig. 3**, dan empuje en miles de libras para espesores hasta de 4 pies para elevaciones de la temperatura del aire de 5^a, 10^a o 15^a F por hora (curvas A, B, C), respectivamente. El proyectista puede elegir entre incluir o despreciar los efectos de confinamiento lateral y de la energía solar.

Desde 1947, el Bureau of Reclamation ha efectuado pruebas de campo y de laboratorio. Estas pruebas han sido resumidas por Monfore. Con equipo instalado, las presiones del hielo se obtuvieron directamente con manómetros o haciendo cálculos basados en la temperatura del hielo. Se ha obtenido una gran concordancia con los métodos. En las pruebas de campo Eleven Mile Canyon Reservoir, se encontró que la mayor parte de la dilatación de la lamina de hielo se producía en las porciones superiores y, por lo tanto, se concentraba en su mayor parte allí. En el calculo del empuje producido por la lamina de 18 pulg. De espesor, se encontró que no se producía ningún cambio de temperatura en el fondo del hielo; por lo tanto, se propuso que no existía allí ninguna presión. También se demostró que la cubierta formada por una capa de nieve tenia un efecto aislador notable al evitar la elevación de la temperatura disminuyendo así el empuje del hielo.

Dentro de los Estados Unidos, solamente en las regiones montañosas del norte puede suponer que sea una carga importante para las presas pequeñas. Cuando una presa de derivación, de gravedad, tiene compuertas, es una costumbre calentar las compuertas evitando que se forme hielo sobre el metal, pero en las secciones de las laderas la carga del hielo puede tener bastante importancia.

Terremotos.

Los terremotos comunican aceleraciones a las presas que pueden aumentar las presiones del agua y del limo sobre ellas, y los esfuerzos dentro de las mismas presas. Debe dejarse algún margen a las cargas producidas por los terremotos en el proyecto de las presas de concreto del tipo de gravedad que se van a construir en las zonas sísmicas. Además del aumento de las cargas del agua y de los azolves (si se aplica), el efecto de los terremotos sobre la carga muerta sobre la estructura se debe tomar en cuenta.

Se deben aplicar las cargas tanto verticales como horizontales producidas por los temblores en la dirección en que la estructura quede menos estable. Para la condición de vaso lleno estas serán un choque sobre la cimentación en la dirección de aguas arriba y un choque en la cimentación hacia abajo. El primero aumenta la carga hidráulica y produce un momento de vuelco debido a la inercia del concreto. El segundo, en efecto, produce una disminución de peso del concreto y de arriba del paramento inclinado, reduciendo de esta manera la estabilidad de la estructura.

Con objeto de determinar las fuerzas totales debidas a un terremoto, es necesario determinar su intensidad o aceleración, y generalmente se expresa en relación con aceleración debido a la gravedad. Las aceleraciones

que razonablemente se pueden suponer en un emplazamiento de una presa se determina tomando en consideración la geología del emplazamiento, vecindad a fallas menores, antecedentes de terremotos en la región, y los registros sísmicos que se puedan disponer. En las zonas que no están expuestas a fuertes temblores, generalmente se usa una aceleración horizontal de 0.10, la de la gravedad, y una vertical de 0.05.

Por medio de los procedimientos experimentales y analíticos se ha demostrado que, debido a la resistencia interna al corte del limo, la aceleración de un temblor hasta de 0.30 de gravedad tiene una eficiencia en el limo igual a la mitad que en el agua. Como el peso unitario del agua es aproximadamente la mitad que en el limo, el aumento de presión en la presa debido a un terremoto es aproximadamente el mismo para el limo o para el agua.

La resonancia en las presas bajas no es probable que ocurra durante las sacudidas de los terremotos por varias razones. El periodo fundamental de vibración de una presa de concreto de una altura de 50 pies, de sección triangular, esta entre 0.03 y 0.04 seg. Los periodos de vibración de las sacudidas fuertes de la tierra determinadas por varias autoridades quedan entre 0.2 y 1.00 seg.; por lo tanto, no se producirán ninguna resonancia importante de la presa y las sacudidas del suelo. Además, los terremotos se tratan analítica y experimentalmente como movimientos armónicos, pero los movimientos del terreno registrados en la zona destructiva de un temblor no parece ser armónicos. Además, actúan muchos tipos de amortiguamientos que son difíciles de valorizar para evitar la resonancia.

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

Terremotos Oscilatorios.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en le centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal. En las presas con parámetros verticales o inclinados, el aumento de la presión del agua P_e , en libras por pies cuadrados, a cualquier elevación debida a un temblor oscilatorio, lo da la sig. Ecuación:

$$P_e = C w h$$

En la que:

C= coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones

$$= \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{n} \left(2 - \frac{y}{n} \right) + \sqrt{\frac{y}{n} \left(2 - \frac{y}{n} \right)} \right]$$

$$P_e = \text{intensidad del terremoto} = \frac{\text{aceleración de terremoto}}{\text{aceleración de la gravedad}}$$

w = peso unitario del agua, libras por pie cúbico.

h = profundidad total del vaso a la elevación en cuestión, en pies.

C_m = valor máximo de C para un talud constante dado (**Fig. 4**)

De la figura **Fig.** Se puede obtener valores de C para taludes de varios grados y relaciones de y y h. Se puede demostrar analíticamente que el valor total de la fuerza horizontal, V_e , a cualquier elevación a la distancia y debajo de la superficie del agua, y en el momento total de vuelco, M_e , arriba de esta elevación son:

En las presas que tiene taludes compuestos, verticales e inclinadas, el procedimiento que debe de usarse está gobernado por la relación de la altura de la porción vertical a la altura de la presa, como sigue:

- 1) Si la altura de la porción vertical del paramento de aguas arriba de la presa es igual o mayor que la mitad de la altura total de la presa, considérese como si fuera toda vertical.
- 2) Si la altura de la porción vertical del paramento de aguas arriba es menor que la mitad de la altura total de la presa, úsense las presiones correspondientes a una línea inclinada que una el punto de intersección del paramento de aguas arriba de la presa y la cimentación.

Terremotos Trepidatorios.

En los parámetros inclinados de las presas, el peso del agua arriba del talud debe modificarse con el factor de aceleración correspondiente. El peso del concreto debe también modificarse por este factor de aceleración.

Peso de la estructura

El peso de la estructura incluye el peso del concreto más el de los accesorios, como compuertas y puentes. Sin embargo, en la mayor parte de las presas bajas solamente la carga muerta debido al peso del concreto es la que se usa en el análisis. El peso unitario del concreto se toma ordinariamente como 150lb /pie³. El peso total actúa verticalmente en centro de gravedad de la sección transversal.

Reacción del cimientto

En condiciones de estabilidad la resultante de las cargas verticales y horizontales sobre la presa esta equilibrada por una fuerza igual y opuesta constituye la reacción de la cimentación. La reacción vertical de la cimentación, calculada sin subpresión, esta representada por el trapecioide A12B **Fig.6**.

Los esfuerzos A1 y B2 se determinan usando las formulas para cargas excéntricas y son las siguientes:

$$A1 = \frac{\sum W}{T} \left(1 - \frac{6e}{T} \right) \qquad B2 = \frac{\sum W}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right)$$

Cuando se toma en cuenta la subpresión, y ésta en el paramento aguas arriba es menor que A1, la presa es estable contra el vuelco y los esfuerzos finales se pueden calcular con las formulas anteriores. Si la subpresión en el paramento aguas arriba es mayor que A1, la presión en la cimentación, en la base, tendrá que revisarse como en la **Fig. D**.

Para revisar la presión en la cimentación debida a una subpresión excesiva, debe seguirse el siguiente procedimiento:

- 1) Se supone una grieta horizontal que se extienda del paramento de aguas arriba hacia el paramento de aguas abajo, hasta un punto donde el esfuerzo vertical del diagrama modificado es igual a la subpresión en el paramento de aguas arriba **Fig. D**.
- 2) De la figura A y D y tomando momentos alrededor del centro de gravedad de la base, se obtiene:

$$e' = \frac{\sum M}{\sum W - A3 * T} \quad T1 = 3 \left(\frac{T}{2} - e' \right) \quad B5 = \frac{2(\sum W - A3 * T)}{T1} + A3$$

Requisitos de estabilidad.

Generalidades.

Las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, estas tres causas de destrucción; (1) el vuelco, (2) el deslizamiento, y (3) esfuerzos excesivos.

Fig. 6 Presiones en la base de la cimentación en una presa de concreto del tipo de gravedad.

El volteo

Existe una tendencia en las presas de gravedad a volcarse girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor en las aristas aguas debajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, si la subpresión excede a la subpresión en ese punto; se considerará que la presa es segura contra el vuelco con amplio factor de seguridad, la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculando sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta horizontal supuesta aumenta mucho la tendencia en la presa a volcarse con relación al paramento de aguas abajo en estas condiciones, sin embargo si B5 en la **Fig. D** es menor que el esfuerzo tolerado en la cimentación, se considera la presa segura contra el vuelco.

Deslizamiento

La fuerza horizontal, tiende a desalojar la presa en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan las fuerzas producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto de la cimentación.

El factor de fricción de corte (4), es un sistema que normalmente se emplea en las presas altas, no se recomienda usarse en el proyecto de las presas que quedan dentro del campo de este texto, aunque se reconoce que el proyecto económico de las presas de concreto sobre una buena roca sufriría con esto. Las características cohesivas del concreto o de las rocas, que afectan mucho el factor de fricción del corte, deben determinarse por medio de pruebas especiales de laboratorio o estimarse por algún ingeniero que haya tenido mucha experiencia en este campo específico. Para estructuras pequeñas, en las que no resulta económico ejecutar esas pruebas u obtener los servicios de un experto, el método usual de comprobar la estructura contra el desalojamiento horizontal es por la determinación de un factor de deslizamiento.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conveniente. Si F representa el factor de deslizamiento permitido, una presa se considerará segura contra el deslizamiento cuando $\frac{\sum V}{\sum W - U}$ es igual o menor

que f. Los valores exactos del coeficiente de fricción estática no se puede determinar sin el auxilio de las pruebas de laboratorio, pero los valores de los factores de deslizamiento, que se dan en seguida, que tiene

amplios factores de seguridad para el concreto contra el deslizamiento sobre varios materiales de cimentación, pueden usarse como guía general:

Material:	f
Roca sana, con superficie limpia e irregular	0.98
Roca, con algunas fisuras y laminaciones	0.70
Grava y arena gruesa	0.40
Arena	0.30
Choy (arcilla laminar)	0.30
Limo y arcilla	(1)

(1) Es

necesario hacer pruebas.

Con frecuencia se construyen dentellones en estructuras construidas sobre cimentaciones que no son de roca. El dentellón, si se le dan las dimensiones adecuadas y si lleva el refuerzo conveniente, evita el desalojamiento de la estructura por su resistencia interna al esfuerzo cortante del mismo dentellón y del volumen adicional de suelo que debe moverse antes de que la estructura se pueda deslizar. Para alcanzar este objetivo, el dentellón puede proyectarse como viga volada cargada con una fuerza horizontal igual a la diferencia en escaso de la resistencia al deslizamiento.

Si existe en la cimentación un estrato de un suelo más débil que el estrato superyacente, se debe investigar el deslizamiento a lo largo del hecho superior del manto débil. En este caso, sin embargo, el peso del estrato superyacente y la resistencia al corte de los materiales que quedan aguas debajo de la estructura, también se tomaría en cuenta al calcular el coeficiente de deslizamiento.

(2) Esfuerzos excesivos.

El esfuerzo unitario en el concreto y la cimentación debe mantenerse dentro de los valores máximos prescritos. Normalmente, el esfuerzo en el concreto de las presas de gravedad que se tratan en este texto, será tan pequeño, que una mezcla de concreto proyectada, como se especifica en el apéndice F para satisfacer otros requisitos como la durabilidad y la manejabilidad alcanzan suficiente resistencia para asegurar un factor de seguridad de cuando menos 4 contra el exceso de trabajo de los materiales.

Se debe estudiar la cimentación y establecer el esfuerzo máximo permisible. En el capítulo 4 se discuten las propiedades técnicas de los materiales de cimentación y de los factores que afectan esas propiedades. Los códigos locales deben consultarse respecto a las presiones de trabajo y ha ingenieros especializados en estudios sobre la bondad de las cimentaciones, tanto como sea posible antes de hacer el proyecto final. En el apéndice C se dan los valores de trabajo que se aconsejan para las zapatas de las estructuras auxiliares de presas pequeñas de concreto. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación correcta y la bondad de los materiales de la cimentación, deben hacerse pruebas de laboratorio para determinar las presiones de trabajo permitidas.

Presas sobre cimentaciones permeables.

Las presas pequeñas de gravedad construidas sobre roca representan relativamente pocas dificultades en los problemas de cimentación permeables, sin embargo incluyen problemas de erosión del material de la cimentación y de filtraciones de bajo de la estructura. La complejidad de estos problemas varía grandemente y varía del tipo, estratificación, permeabilidad, homogeneidad, y de otras propiedades de materiales de la cimentación, así como del tamaño y requisitos físicos de la estructura.

Las presas de gravedad para almacenamiento y las presas derivadoras de más de 20 pies de alturas sobre cimentaciones permeables generalmente requieren extensas investigaciones de campo y de laboratorio. Estas estructuras quedan fuera del campo de este texto, las cuales, para cimentaciones permeables, se limitan a las presas de gravedad cuya carga neta máxima (de la altura del vaso a la de descarga) no será mucho mayor de 20 pies.

El control de la erosión producidas por las filtraciones, y la subpresión debajo de las presas construidas sobre cimentaciones permeables requieren del uso de algunas, de todas, o de varias combinaciones de las siguientes construcciones;

- 1) Zampeado del lado de aguas arriba, con o sin dentellones en el extremo de aguas arriba.
- 2) Zampeado del lado de aguas abajo, con o sin dentellones en el extremo de aguas abajo, y con o sin filtros y drenes debajo del zampeado.
- 3) Dentellones del lado de aguas arriba, o en el de aguas abajo, o en ambos extremos del vertedor. O sección del control, con o sin filtros y drenes debajo de la sección.

La localización y las dimensiones de estas construcciones, para obtener la máxima seguridad y economía de proyecto, dependen de muchas condiciones. Por lo tanto se discuten brevemente las disposiciones o combinaciones de ellos que pueden usarse en las presas de derivación relativamente sencillas.

Zampeados.

Se pueden construir un zampeado de concreto aguas arriba de la presa en combinación con uno de los diferentes tipos de dentellones. La función del zampeado es aumentar la longitud del recorrido de las filtraciones con el objeto de reducir la subpresión debajo de la porción principal de la presa. Generalmente el zampeado se une a la opresa y a un cabezal de concreto sobre la ataguía con cierres flexibles que permiten movimientos diferenciales sin producir agrietamientos perjudiciales. La seguridad de la estructura puede mejorarse mas colocando un colchón impermeable de tierra sobre una porción del zampeado de concreto y sobre el cauce de la corriente aguas arriba de él.

Los zampeados de concreto aguas abajo tienen dos funciones. Alargan la trayectoria de filtración en las cimentaciones y al mismo tiempo forman un estanque en el que se puede disipar con seguridad la energía de él vertida, La disipación de energía en el concreto ayuda a evitar erosiones peligrosas en el talón de la presa. En los casos en los que no es posible construir un zampeado de suficiente longitud para evitar la erosión se puede obtener una protección adicional colocando enrocamiento aguas abajo del zampeado.

Dentellones.

Los dentellones se puede construir de madera, concreto, de cortinas de cemento, de ataguías de tablestacas de acero, o de tierra impermeable en una zanja cada tipo puede ser efectivo en circunstancias adecuadas.

Las ataguías de madera se puede usar como dentellones debajo de los zampeados de aguas arriba o de aguas abajo. No se recomiendan las tablestacas formadas con tablonces cuando es necesario hincarlas. Un mejor método de construcción consiste en armar las ataguías de madera tratada en una zanja abierta, y luego rellenar y compactar material impermeable en la zanja alrededor de la madera. Con este método, se evita que se separen las fibras de la madera o que se raje, lo que resulta cuando la madera se hinca en arena o en grava. Si las ataguías se apoyan en un extremo impermeable y se unen correctamente a un zampeado de concreto, se obtiene una barrera impermeable para las filtraciones subterráneas.

Se pueden usar dentellones debajo de los zampeados a debajo de la sección vertedora pueden construirse excavando zanjas a máquina o a mano y rellenar los costados inalterados de la zanja, o pueden construirse formando el muro de concreto en una zanja abierta excavada, luego, rellenando y compactando material impermeable en la zanja y alrededor del muro. Los muros de concreto forman los mejores dentellones para evitar las filtraciones subterráneas y se usan con frecuencia. Además de actuar como dentellones, pueden proyectarse para que contribuyan bastante a la estabilidad (resistencia al deslizamiento) de la presa, cuando se colocan en la sección vertedora.

Las cortinas de tierra-cemento se han usado debajo de los zampeados de aguas arriba en dos estructuras de concreto de gravedad por el Bureau of Reclamation, la construcción de este tipo de dentellon se describe en la sección (e)

Con frecuencia se usan dentellones con tablestacas de acero debajo de los zampeados de las presas derivadoras. La principal ventaja de este tipo es que es económico y se unen con facilidad a los zampeados de concreto en el lecho del río. Se hará una discusión más completa de los dentellones de ataguías de acero en la sección (d).

Filtros y drenes.

La eliminación de la subpresión debajo del zampeado o del talón de aguas debajo de la presa se puede efectuar por medio de drenes. Los drenes son frecuentemente de tubo de albañal y se tienden en material graduado que actúa como filtro. Pueden ser de tubo perforado o liso, tendido sin calafatear las juntas, los drenes pueden localizarse en el talón de aguas debajo de la presa, en lugares elegidos debajo del zampeado, e inmediatamente aguas arriba del dentellón aguas abajo.

Se usan comúnmente barbacanas para eliminar la subpresión debajo de los zampeados y detrás de los muros. Es importante que la granulometría de los materiales usados en el filtro en combinación con las barbacanas se elijan cuidadosamente con respecto a la granulometría de los materiales de la cimentación, para evitar tubificaciones. Se usan filtros tanto de granos de tamaño uniforme como con granulometrías especiales.

Subpresión y filtraciones.

Los dentellones, zampeados y drenes se instalan por dos razones: para controlar el volumen de las filtraciones debajo de la presa, y para limitar la intensidad de la subpresión de manera que no se vea comprometida la estabilidad. Entran varios factores en la determinación de las filtraciones subterráneas y de la subpresión, como la carga hidráulica de la presa, la permeabilidad de la cimentación, la longitud de los zampeados de aguas arriba y aguas abajo, la profundidad e impermeabilidad del dentellón, y la eficacia de los drenes.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración en la cimentación y el volumen de filtraciones subterráneas para un coeficiente de permeabilidad dado se puede obtener de una red de flujo. En la sección © se da una discusión de las redes de flujo, con referencias a los textos ordinarios, que tratan del método de dibujar y de las aplicaciones de la red de flujo a problemas relativos a corrientes subterráneas. La construcción de las redes de flujo para análisis de los problemas de circulación subterránea para las presas pequeñas de derivación construidas en cimentaciones permeables, no es necesaria por las razones dadas en la discusión de referencia.

El volumen de las filtraciones se puede determinar por medio de la fórmula de Darcy. La teoría de la ruptura hidráulica elaborada por Lane [5], se sugiere comúnmente para proyectar las presas bajas de concreto sobre cimentaciones permeables para que sean seguras contra las subpresiones y la turificación. Aunque este es un método empírico, muchos ingenieros confían mucho en él y se ha usado con éxito en el proyecto de muchas estructuras.

El señor Lane reconoce que varios de los conceptos empleados en el análisis de la rotura hidráulica se deben a investigadores anteriores, como Clibborn, Beresford, Bligh, Griffith y otros. Sin embargo, hizo probar su teoría analizando más de 200 presas construidas sobre cimentaciones permeables, una que habían fallado y otras que no, sus principales conclusiones (omitiendo a las que se refiere a la "trayectoria corta" que no se aplican aquí) fueron las que siguen:

- 1) La distancia de rotura compensada de la sección transversal de una presa es la suma de las distancias verticales de rotura (con inclinaciones > 45 grados) más un tercio de las distancias de roturas horizontales (< 45 grados).
- 2) La relación de carga compensada es igual a la distancia de rotura compensada dividida por la carga efectiva.
- 3) Los drenes de filtros invertidos, las barbacanas, y los drenes de tubo son medios para obtener seguridad contra las filtraciones subterráneas y las relaciones de seguridad de la carga de rotura pueden reducirse hasta en el 10% si se usan.
- 4) Debe tenerse cuidado para asegurarse que los dentellones están unidos correctamente en los extremos para que el agua no los pueda flanquear.
- 5) La subpresión que se debe usar en el proyecto puede estimarse suponiendo que la caída de presión del agua del vaso a la descarga, a lo largo de la línea de contacto entre la presa y la cimentación, es proporcional a la distancia de rotura compensada.

Basándose en los resultados encontrados, el Sr. Lane encontró las relaciones compensadas de rotura que se dan enseguida:

Material:	Relación
Arena muy fina a limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena media	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa, incluyendo cantos	3.0
Boleo con algo de cantos y grava	2.5
Arcilla blanda	3.0
Arcilla media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura o tepetate	1.6

Deben estudiarse para determinar las condiciones de carga máxima.

Longitud compensada de la trayectoria = $15 + 15 + (4*3) + 1/3(30+30+30) = 72$ pies.

Carga hidráulica sobre la estructura = carga de aguas arriba – cargas de aguas abajo =
 $= 25-5 = 20$ pies

La relación de la carga compensada = $72 / 20 = 3.6$

De acuerdo con las relaciones recomendadas por Lane, esta presa estaría segura sobre arcillas o sobre grava media o gruesa, pero no sobre lomo, arena o grava fina. Con drenes y filtros bien colocados, probablemente se consideraría sé segura la estructura sobre grava fina, como se indica en la conclusión (3).

La subpresión puede calcular como se indica en la conclusión (5)

Subpresión, en el punto A = $20 - (15 + 15 + 10) / 72 * 20 + 5 =$ (profundidad de las aguas abajo, arriba del nivel de cimentación).
 $= 20 - 11.1 + 5 = 13.9$ pies.

Subpresión, punto B = $20 - (15 + 15 + 10 + 3 + 3 + 10) / 72 * 20 + 5 = 20 - 15.6 + 5 =$
 $= 9.4$ pies.

Subpresión total = $(13.9 + 9.4) / 2 * 62.5 * 30 = 21640$ lb. * pie de la longitud de la cresta de la presa.

La relación de la carga compensada se puede aumentar haciendo más grande la profundidad del dentellon o aumentando la longitud del zampeado. Con cualquiera de estas alternativas disminuye la subpresión en la estructura. La presa que se muestra en la figura anterior es una instalación común, y el ejemplo se simplifico para ilustra el método. La discusión de un proyecto mas complicado, como el de una presa de dos o más dentellones profundos, sé a omitido, lo cual requiere la aplicación de la teoría de recorrido corto. Debe consultarse él articulo del Sr. Lane [5] para ver los detalles de los proyectos más complejos.

Además de la red de flujo y de los métodos de rotura hidráulica compensada para determinar la distribución de la subpresión, en el método de KHOSLA de variables independientes el método de relajamiento de RAO se puede usar para calcular la supresión en puntos críticos a lo largo de la base de la estructura. Debido a que estas teorías son principalmente matemáticas no se discuten en el texto.

Las fuerzas de filtración y de turificación en una cimentación permeable se discuten en la sección 125 (c). La posibilidad de tubificación se puede disminuir por varios métodos. Como se muestra en la figura anterior, se puede construir un dentellón en el extremo de aguas abajo del zampeado. Un dren tendido sobre el material graduado que funciona como filtro, puede colocarse inmediatamente aguas arriba del dentellón, o enrocamiento en el colchón de grava graduada sobre el material de aguas abajo del zampeado para aumentar las fuerzas hacia abajo.

Detalles de distribución y proyecto

Si una presa de concreto tiene una longitud mucho mayor de 50 pies, es necesario dividir la estructura en bloques por medio de juntas transversales de contracción, la separación de las juntas se determina por la capacidad de colado del equipo de concreto que se va a usar y por un estudio de cambios volumétricos y el correspondiente agrietamiento producido por la contracción y las variaciones de temperatura. Se puede reducir mucho las probabilidades de un agrietamiento perjudicial por la sección del tipo correcto de cemento y por el control cuidadoso de los procedimientos de mezcla y colado. En ningún caso sin embargo se aconseja que las juntas de contracción se coloquen con sus separaciones mayores de 50 pies, en la construcción de presas pequeñas de concreto. Cuando las condiciones de la cimentación son de tal naturaleza, que resultan tan inconvenientes los asentamientos diferenciales, o desalojamientos entre bloques adyacentes, las juntas de contracción se hacen ranuradas. Se pueden hacer verticales u horizontales o una combinación de ambas, lo que depende de la dirección que se suponga que se va a producir el desalojamiento. Las filtraciones a través de las juntas de contracción se controlan por medio de empaques de hule sobre laminas de metal sobre las juntas del paramento de aguas arriba de la presa en las siguientes figuras se muestran detalles típicos de las juntas ranuradas y de los tapajuntas de lamina.

Fig. 8 Juntas de contracción ranuradas, típicas

Secciones que no son vertedoras

La elevación de la parte superior de una presa que no es vertedora se determina suponiendo un bordo libre de seguridad arriba del nivel máximo del agua en el vaso. El bordo libre debe ser suficiente para que soporte las olas de altura máxima, según se dieron en la primera tabulación de la sección 136. Aunque solamente la mitad de la altura de la ola queda arriba del nivel medio del agua, generalmente se usa la altura total para tomar en cuenta los rociones sobre el parámetro de la presa. Se recomienda un bordo libre mínimo de 3 pies para la mayor parte de la presa de concreto.

La anchura de la corona la determina requisitos como la necesidad de paso sobre la presa o el acceso a mecanismo de operación de las compuertas, y las condiciones climáticas. No se recomienda una anchura menor de 4 pies.

La anchura de la base y el talud de aguas abajo se determina con un análisis de estabilidad. El método acostumbrado es suponiendo una sección con un talud en el parámetro de aguas debajo de aproximadamente 0.7 horizontal a 1.0 vertical, que corte al parámetro vertical de aguas arriba en la corona de la presa. La sección supuesta se analiza y se modifica según lo requiera el análisis hasta que satisfaga los requisitos de estabilidad. Si la presa es estable con relación a su base y también con respecto a cualquier sección donde exista una solución de continuidad del talud, ya sea en el parámetro de aguas arriba o aguas abajo, la porción de la presa entre cualquiera de estas secciones es estable y no requiere análisis.

Secciones vertedoras

En general, el método para determinar la estabilidad de las presas vertedoras en el mismo que se describió anteriormente para las presas no vertedoras.

La forma de la cresta, el perfil del parámetro de aguas abajo los detalles del estanque amortiguador o cubeta se discuten en el capítulo ocho. Es costumbre poner una junta de contracción longitudinal en el talón de aguas abajo, como se muestra en la figura anterior y luego se utiliza solamente la porción de la presa que queda de lado de aguas arriba y de la junta en los cálculos de estabilidad.

En los casos en que la parte amortiguadora se prolonga solamente a una corta distancia abajo del talón de agua abajo, y es relativamente gruesa, se puede omitir la junta de contracción. La estructura abajo del talón se incluye entonces el análisis de la estabilidad y se refuerza de la manera que ella y la porción de gravedad actúan como si fueran una sola unidad. En ciertas condiciones, un zampeado es el parámetro de aguas arriba puede proporcionar el arreglo más económico para asegurar la estabilidad. Esta estructura, bien reforzada, se usa han el análisis de la estabilidad.

Las presas vertedoras que utilizan dispositivos de control introducen un problema adicional. Las fuerzas que actúan en esos aparatos auxiliares pueden producir tensión en la porción superior de la presa, que pueden requerir el refuerzo correspondiente.

Fig. 9 Instalación de las cubrejuntas.

Presa derivadoras tipo gravedad.

El material en suspensión que lleva la corriente es difícil de controlar y evitar su paso a la zona de riego debido a su finura y en general no perjudica en sí a las estructuras, pues lo contrario puede beneficiar a los terrenos contribuyendo con sustancias fertilizantes. En cambio los azolves formados con materiales que arrastra la corriente, como son: arenas, gravas y cantos rodados son los que ocasionan problemas en el funcionamiento de la derivadora y consecuentemente son los que se tienen que eliminar.

En general el daño de azolves a las estructuras, se prevee tomando medidas ya sea para quitar la acumulación de material de tiempo en tiempo o evitar que en un período razonable no llegue a sentirse el daño, por ejemplo, en las presas de almacenamiento, el umbral de la toma se localiza arriba del nivel que marca el límite del espacio, que se deja para los azolves durante cierto período, de esta manera se evita el taponamiento, u obstrucción de la toma.

En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de prever una limpieza periódica a la bocatoma. La estructura consiste fundamentalmente y en general, en un canal que se localiza frente a la toma; así este canal, llamado desarenador, queda formado por dos paredes verticales y paralelas, una se separa el cauce del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se localiza el canal de riego. El canal desarenador debe quedar de preferencia paralelo al eje del río y la toma se hará por uno de sus lados, en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el desarenador, tratando de evitar la entrada de azolves al canal.

En ocasiones, cuando los problemas de azolves son más serios y las características topográficas del cauce del río son propicias, se construyen desarenadores muy amplios para que el río desarene parcial o totalmente en toda la anchura de su cauce, mediante la abertura del sistema de control del paso del agua Fig. No. 2.66.

En otros casos además del desarenador se le provee a la bocatoma un sistema de cribas para impedir el paso de acarreo a la misma y propiciar su decantación ante la toma. Con esto se logra facilitar el desalojo de acarreo de tiempo en tiempo. Fig. No. 2.67.

La Fig. No. 2.68, muestra el esquema de un diseño de estructura de limpieza, a cuya toma se le antepuso un vertedor, para evitar el paso de acarreo de tamaño grande y facilitar la limpieza periódica.

El funcionamiento del canal desarenador es el siguiente: considerando la compuerta del desarenador, se puede impedir el paso del agua hacia abajo, para encausarla hacia el canal de riego, cuando las compuertas de la toma estén abiertas; en esta forma, en el tramo del canal arriba del sistema de obstrucción decanten para lo cual, será necesario tener en ese sitio una baja velocidad. Para desalojar periódicamente el azolve acumulado, deberán cerrarse las compuertas de toma, abrir la descarga del desarenador y producir el flujo del agua de manera que la velocidad sea suficiente para arrastrar dicho azolve, descargándola nuevamente al río aguas abajo del sitio de la derivación.

Diseño del canal desarenador.

En el proyecto de un canal desarenador en el primer lugar se debe propiciar un fácil acceso del agua hacia él y por otra parte su descarga deberá ser libre, es decir sin posibilidades de ahogamiento.

Para facilitar el acceso del agua, lo más práctico es cortar el terreno a fin de tomar una banqueta desde el inicio del canal desarenador hacia aguas arriba, a una elevación que corresponda a la de plantilla del desarenador, pero preferentemente un poco menor que esta elevación. Sin embargo, para definir el acceso (banqueta) habrá que considerar la ubicación del desarenador, así como otras características del sitio, tales como: tipo de materiales en la ladera, elevación de la plantilla del desarenador con relación al fondo del cauce, anchura del canal.

En ocasiones debido a la topografía de la ladera y por la conveniencia de localizar el canal dentro de ella, una banqueta horizontal ocasionaría volúmenes de excavación grandes.

Para la descarga libre del canal, se debe proyectar a modo de tener un régimen rápido o supercrítico verificando además, que la velocidad de dicho canal sea superior a la velocidad del río en el sitio de la descarga y que la elevación de la superficie libre del agua en el canal sea superior a la del agua del río o como mínimo que ambas coincidan a fin de garantizar una descarga sin posibilidades de ahogamiento.

La pendiente que garantice un régimen rápido en el canal deberá adaptarse en lo posible al perfil del terreno, a fin de disminuir los volúmenes de excavación que se originen. En algunas ocasiones debido al desnivel existente entre el inicio del canal y su descarga, será necesario construir caídas o rápidas con colchones amortiguadores para disipar la energía cinética del agua en otras el desarenador puede quedar localizado en tal forma que su descarga siga el mismo perfil del paramento de la cortina y será necesario, por tanto construir un muro divisor o guía para impedir el paso de los acarrees hacia la zona de la cortina.

Los lineamientos que se siguen para el diseño de rápidas y amortiguadores en un canal desarenador son los mismos que los que se consideran para cualquier estructura de este tipo, no obstante si se toma en cuenta que el flujo por el desarenador es periódico se pueden admitir velocidades un poco más altas que las aceptadas para otro caso, por ejemplo la rápida en un canal de riego.

En otras ocasiones el desnivel entre el inicio del desarenador y su probable descarga puede ser escasa y entonces hay necesidad de darle un desarrollo mayor para que la descarga no sea tan inmediata y con peligro de propiciar su ahogamiento.

En lugar de esto último se puede aumentar elevación de la plantilla del desarenador en su inicio, por su puesto aumentara también la elevación de la obra de toma, a fin de contar con un desnivel suficiente. Esta solución origina aumentar la altura de la cortina, muros laterales, etc. Y por ellos la adopción de una de estas alternativas dependerá del aspecto económico de cada una de ellas.

Geometría e Hidráulica del Desarenador.

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de su funcionamiento, y así, para determinar dichas características, consideremos fundamentalmente, dos formas de operar el canal desarenador y que a continuación se indican:

1ra.- Condición. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

2da.- Condición. Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

1ra. Condición de funcionamiento. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Para esta primera condición, el tramo desarenador, frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como un tanque de sedimentación, su geometría deberá permitir, velocidades bajas del agua, para dar oportunidad a que los acarreo se depositen en ese sitio.

La sección del canal adquiere la forma rectangular, por que se aprovechan las paredes de los muros laterales y porque dicha sección facilita instalar los controles de apertura y cierre.

La elevación de la plantilla del canal, frente a la toma es inferior a la del umbral de las compuertas de la misma, con el propósito de contar con un espacio para el depósito de los sedimentos, evitando así, su paso al canal de riego.

Este espacio es variable y se puede dejar tan alto, como se posible y conveniente, pero desde luego, dependerá del tamaño y cantidad de los acarreo que se tengan en el río en cuestión, y en general se recomienda de acuerdo con la experiencia, que como mínimo sea de 80 cm.

De acuerdo con lo anterior el diseño del canal, se reduce a determinar su ancho, una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de él y considerando que la superficie libre del agua, corresponde con la elevación de la cresta de la cortina vertedora, así pues, basándose en la ecuación de continuidad, se tendrá:

$$Q = A \cdot V$$

de donde:

Q gasto o avenida de diseño

A área hidráulica

V velocidad del gasto

y por otro lado

$$A = b \cdot d$$

Luego:

b ancho del vertedor

d tirante del gasto

siendo:

Q = Gasto (mínimo) normal considerado en $m^3 / \text{seg.}$

A = Sección Hidráulica del canal en m^2 .

V = Velocidad para propiciar la sedimentación en $m / \text{seg.}$

Gasto Mínimo Normal.

En un momento dado, el gasto en este canal, será el que deba pasar por la toma y por lo tanto, será igual al gasto de derivación normal.

No es por demás indicar, que otra condición sería el comportamiento del desarenador para gastos menores que el normal de derivación, pero este caso sería favorable, dado que para la misma sección hidráulica, la velocidad sería menor.

Esta condición se presenta, estando operando la toma parcialmente.

Área hidráulica del Canal.

Considerando que el espacio abajo del umbral de la toma, 2-3-4-5 Fig. No. 2.69 está destinada a la ocupación de acarreo y lodos, el área hidráulica que se considera será la 1-2-5-6.

En ocasiones se tiene un gasto de derivación relativamente pequeño, y al considerar una velocidad máxima recomendada para propiciar la sedimentación (de lo cual hablaremos más adelante), el canal resulta pequeño, de tal suerte que constructivamente y desde el punto de vista de la proporción, se antoja hacerlo más amplio; por lo que de acuerdo con la experiencia de obras construidas, se ha adoptado que este canal tenga como mínimo una anchura de 1.50 m. a 2.00 m. Y lo que va a suceder en estos casos, es que la velocidad será menor que la máxima recomendable, lo cual es ventajoso.

La velocidad que se considera en el canal a fin de propiciar la sedimentación de los azolves, dependerá del tipo de los mismos y en general de los materiales que se vayan a tener. Sin embargo para fines prácticos la velocidad que se considera en nuestros proyectos, son los que recomienda diversos investigadores, cuyos resultados se han obtenido de la experiencia, tanto en nuestro país como en otros, en este tipo de obras.

En general las velocidades que se recomiendan, no rebasan el valor de $0.6 m / \text{seg.}$ y por lo tanto esta velocidad se podrá considerar como la máxima recomendable.

Esta recomendación se puede comprobar partiendo del estudio que algunos investigadores han hecho, sobre las velocidades mínimas que se deben tener en un canal, para no propiciar la sedimentación, ni erosión. Es

decir que las velocidades para sí propiciar la sedimentación, deberán ser menores que las encontradas para este estudio.

Así por ejemplo, R. G. Kennedy, estableció una fórmula empírica para no tener azolves en canales. Se hace la aclaración que esta fórmula no toma en cuenta la contextura de los materiales de las paredes del canal, la presencia de material coloidal o aglutinante, ni la cantidad del sedimento en suspensión.

La fórmula es:

$$V = C d$$

Siendo:

V = Velocidad en el canal para no producir depósitos de azolves, ni erosión.

C = Coeficiente que depende de la finura de las partículas del suelo, considerando que es la misma, tanto para el sedimento en suspensión como para las paredes del canal.

d = Tirante en metros.

VALORES DE " C ".

Material.	" C "
Sedimento arenoso fino de Punjab (India).	0.84
Tierras extremadamente finas de Egipto.	0.56
Sedimento grueso en general.	1.00
Arena liviana de poco peso.	0.535
Suelo arenoso.	0.587
Marga, limo arenoso	0.641
Azolve más pesado.	0.700

En la practica se considera el 80% del valor de la velocidad que se obtiene con la fórmula de Kennedy y generalmente se adopta un coeficiente para " C " de 0.55, teniéndose entonces:

$$V = 0.8 * 0.55 d$$

$$V = 0.44 d$$

Veamos por ejemplo, que valores de velocidades se obtienen considerando d = 1.50 para diferentes materiales.

$$v = (C d) \quad v = (0.44 d)$$

Arena liviana de poco peso	0.70 m / s	0.57 m / s
Suelo arenoso.	0.76 "	0.57 "
Marga, limo arenoso.	0.83 "	0.57 "
Azolve más pesado.	0.91 "	0.57 "
Valor promedio.	0.80 m / s	0.57 m / s

En este ejemplo las velocidades que se han encontrado son las mínimas para que no haya depósitos de azolves y por lo tanto, para nuestro caso, estos valores serán las máximas velocidades, para que si haya depósitos de azolves pero desde luego, habrá que tomar valores inferiores a los calculados.

En los proyectos de nuestros desarenadores, las velocidades que suelen aceptarse, quedan comprendidas entre 0.25 m / seg. y 0.70 m / seg. y hasta ahora los resultados han sido satisfactorios. Este rango de valores se debe, al ajuste que se hace del ancho del canal, para adaptarlo a los tamaños de las compuertas comerciales, cuyos planos tipos, ya se encuentran en nuestros archivos, o bien, porque se amplía el canal, cuando resulta ser demasiado angosto como se comento al tratar el tema del área hidráulica del canal.

Otras recomendaciones en el proyecto del desarenador y que también son resultados de la experiencia, son las que consideramos de carácter general. De los estudios que se han hecho de las obras construidas, se han obtenido algunas recomendaciones, por ejemplo:

Que la velocidad en el canal desarenador, siempre deberá ser menor que la velocidad en el río, para cuando esté operando la toma. También se debe verificar que la velocidad adoptada para propiciar el depósito de azolves, sea menor que la que tenga el canal de conducción o de riego, e inmediatamente después de las compuertas de la bocatoma.

En diversas obras se han operado con éxito en la India, R. B. Buckley observó, que entre el área hidráulica del desarenador y el área obstruida por la cortina vertedora, existía una relación que variaba entre $1/5$ y $1/20$, y en una mayoría predominaba la relación de $1/10$ véase Fig. No. 2.70.

Esta observación también se puede considerar al diseñar el desarenador, no obstante, su aplicación no debe ser tan rigurosa, ya que por razones económicas, no siempre es posible cumplirla, pues en ocasiones la sección de la corriente obstruida, resulta ser bastante grande, y por otra parte en la eficiencia del desarenador, intervienen otros factores, además del área hidráulica, tales como, posición con respecto a la corriente, elevación con relación al lecho del río, etc. Y además no se sabe en detalle, las condiciones y características de esas obras en la India.

Como vía de ejemplo, se trata de determinar el ancho de un canal desarenador, teniendo los siguientes datos: véase Fig. No. 2.69.

Gasto normal de derivación = $1.500 \text{ m}^3 / \text{seg}$.

Elev. Plantilla desarenador = $1\ 000.00 \text{ m}$.

Elev. Umbral toma = $1\ 000.80 \text{ m}$.

Elev. Cresta del vertedor = $1\ 002.30 \text{ m}$.

Velocidad máxima adoptada = $0.60 \text{ m} / \text{seg}$.

De acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = A \cdot V.$$

de donde:

$$Q = 1.500 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$A = 2.50 \text{ m}^2$$

$$V = 0.600 \text{ m} / \text{seg}$$

Pero:

$$A = b \cdot d$$

de donde:

$$A = 2.50 \text{ m}^2$$

$$b = 1.66 \text{ m}$$

$$d = 1.50 \text{ m}$$

$$d = \text{Elev. } 1002.30 - 1000.80 = 1.50 \text{ m}$$

Ajustando el ancho b a 2.00 m . para instalar una compuerta tipo, de 2.00 por 2.00 . la velocidad valdrá:

$$Q = 1.50 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$A = b \cdot d = 2 \cdot 1.50 = 3.0 \text{ m}^2$$

$$V = 0.50 \text{ m} / \text{seg}.$$

2da. Condición de Funcionamiento Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada

Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, las compuertas de ésta deberán cerrarse, y abrirse las del desarenador para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es desalojar los materiales acumulados, en ese sitio, es decir, efectuar la operación de limpieza. Para lograr lo anterior es fundamental que el flujo que se establezca sea con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre.

Pero por otro lado, la velocidad no debe ser tan alta, para no ocasionar erosión a lo largo del canal o socavaciones al pie de la descarga del desarenador que pudiera dañar seriamente la estructura. Para fijar la pendiente que garantice la velocidad de arrastre suficiente, se pueden considerar dos casos para esta condición de funcionamiento.

a).- Se cuenta inicialmente con el gasto normal de derivación. Es obvio que el gasto mínimo con el que se cuenta en cualquier momento, será el gasto de derivación y en este caso en cierto modo es el más desfavorable, para el análisis de esta condición de funcionamiento, ya que para gastos mayores el escurrimiento, será más favorable para lograr el desazolve.

b).- Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador,.

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades del escurrimiento, para lo cual se deberán contar ya con los siguientes datos:

Q = Gasto normal de derivación.

b = Ancho de la plantilla.

v = Velocidad adoptada para producir arrastre.

Para primer caso (a) se tiene:

$$Q = v * A$$

y para sección rectangular $A = b * d$

luego: $Q = v * b * d$

de donde : $d = \frac{Q}{v * b}$

y también : $r = \frac{A}{P} = \frac{b * d}{b + 2d}$

Aplicando la formula de Manning, para el calculo de la pendiente, se tiene:

$$v = \frac{1.49}{n} S^{1/2} r^{2/3}$$

de donde:

$$S = \left[\frac{v n}{r^{2/3}} \right]^2$$

para el Segundo caso (b) tenemos:

$A = b * d$, siendo d = la altura del orificio en el canal desarenador.
 $P = b + 2d$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{b * d}{b + 2d}$$

Y la velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} s^{\frac{1}{2}} r^{\frac{2}{3}}$$

La pendiente calculada en el caso anterior será la correcta, cuando esta velocidad quede entre los valores límites de las velocidades que se adopten como máximas y mínimas del flujo en el desarenador.

Velocidades Recomendadas.

Basándose en los valores de velocidades que han encontrado algunos investigadores, para no producir erosión en los materiales que forman el canal desarenador, pero que además son capaces de arrastrar los materiales depositados: y de acuerdo con la experiencia de las obras construidas, se han adoptado los valores límites de 2.50 m/ seg. a 4.00 m / seg. como velocidades recomendadas para el diseño del canal desarenador, pudiendo aceptarse en algunos casos especiales, la velocidad de 1.50 m/seg.

Esta recomendación toma en cuenta que la mayoría de los casos, nuestros canales desarenadores son revestidos de mampostería o de concreto, no obstante en algunas ocasiones, la descarga del desarenador, pudiera resultar muy larga y por economía convenga revestirlo únicamente, en el primer tramo, esto dependerá material que se tenga, en el sitio donde se ubique y también de la distancia a que se encuentre el tramo con relación a la cortina, y que no se piense revestir.

Se ha pensado, que cuando se requiere velocidades muy altas para remover azolves gruesos, quizá sea necesario revestir la sección hidráulica de la descarga del desarenador, con concreto bastante resistentes e incluso aumentar la protección del revestimiento, por lo menos el piso con niveles de fierro o perfiles laminados de fierro estructural.

A Continuación se presenta una tabla de valores de velocidades medias máximas que no erosionan a los materiales que se indican. Tabla No. 2.10.

	Velocidad en m / seg.
Tierra arenosa muy fina o limo suelto	0.61
Arena	0.30
Tierra arenosa ligera, 15% de arcilla	0.37
Barra arenosa ligera, 40% de arcilla	a 0.61
Arena gruesa	a 0.61
Tierra suelta con grava	0.76
Barro	0.76
Tierra o barro compactados, 65% de arcilla	0.92
Barro arcilloso estable	1.22
Arcilla con grava, compactas	a 2.14
Arcilla compacta , jaboncillo	1.83
Conglomerados, esquistos, pizarras	1.98
Roca estratificadas	2.44
Guijarros, cantos rodados chicos	a 4.07
Roca dura	4.07
Concreto	4.57 a 6.10

Tabla 2.10- velocidades medias máximas que no erosionan a los materiales que se indican

Como podrá observarse, excepto cuando se tenga roca, guijarros y cantos rodados compactados, siempre será necesario revestir o proporcionar otra forma de protección, por ejemplo, mediante zampeados y esto desde luego, estará sujeto en última instancia, al criterio del Ingeniero residente, según observe las excavaciones durante la construcción.

Cuando los gastos de derivación normales son relativamente pequeños, los tirantes en el canal desarenador, para esta segunda condición, resulta ser también pequeños y es probable que no se efectúe con eficiencia la limpieza o arrastre de materiales, y por lo tanto la operación de desarene deberá efectuarse en épocas de lluvias. Se puede calcular en forma aproximada el gasto a partir del cual es aconsejable operar, el canal desarenador, a fin de obtener un funcionamiento deseable.

Esto se hace considerando una pendiente, para el canal alrededor de 0.01 a 0.02, u otro valor al que se adapte al perfil del terreno y un ancho de plantilla conveniente. Suponiendo valores para el tirante "d" se pueden calcular el gasto y la velocidad correspondientes y así trazar una gráfica como la de la Fig. No. 2.71, con la cual se sabrá rápidamente el rango del gasto de operaciones convenientes. En ese ejemplo, obsérvese que las velocidades arriba de 2 m / seg. se obtienen con gastos mayores de 15 m³/seg.

El conocimiento del rango del gasto en el que hay que operar el canal; es más útil cuando se trata de una presa derivadora construida aguas debajo de una presa de almacenamiento, ya que en estos casos la operación del desarenador dependerá de la cantidad de aguas que se deje salir por la obra de toma de aguas arriba.

b).- Controles en el Canal Desarenador.

Para obturar el canal desarenador se emplean preferentemente las compuertas radiales, Fig. No. 2.73, por ser estas de mayores dimensiones que las de otro tipo; además de que se facilita la abertura y el cierre.

Anteriormente se empleaban con cierre frecuencia y por economía las agujas de madera, pero por su poca efectividad y dificultad de manejo sobre todo en el momento en que se presentan las crecientes, han quedado en desuso, sin embargo en ocasiones, cuando el canal desarenador resulta más o menos ancho y por razones económicas puede dividirse su anchura en dos tramos separados por un muro, Fig. No. 2.72 instalándose en uno de ellos, una compuerta radial y en el otro un sistema de agujas de madera. Esta practica permite observar el funcionamiento del desarenador cuando principia a operarla obra y definir posteriormente la instalación de la otra compuerta radial o el cierre definitivo de ese tramo.

Lo que sí se recomienda es instalar agujas o mejor dicho, dejar una preparación para poder instalarlas inmediatamente aguas arriba de la compuerta radial con el objeto de cerrar el paso del agua eventualmente, cuando por alguna circunstancia sea necesario hacerle reparaciones a la compuerta.

Las compuertas radiales que se instalan en un desarenador pueden ser con pantalla o sin esta. Las compuertas con pantalla son preferidas porque ofrecen mejor control en el escurrimiento del desarenador y en el vertedor, menos probabilidades de arrastre de cuerpos flotantes hacia el canal que pueden obturar o deteriorar las compuertas por el lado de aguas abajo; estas compuertas con pantalla generalmente están diseñadas para carga de agua mayores que su altura.

Las compuertas sin pantalla están diseñadas para que el agua brinque sobre ellas y su anchura puede incluirse en la longitud total de la cresta vertedora.

Cuando se usan compuertas sin pantalla el labio superior de la compuerta estando cerrado, deberá coincidir con la elevación de la cresta vertedora y cuando se usen compuertas con pantalla, la elevación de la cresta coincidirá con el labio inferior de la pantalla; en este último caso la compuerta deberá ser más alta en unos 15 o 20 cm. Que la altura del orificio con el fin de efectuar un buen cierre.

Con el objeto de no estar diseñando en cada caso la compuerta radial va a emplear, tomando en cuenta que para ciertas variaciones de carga hidrostática, prácticamente resultaría la misma compuerta, las cuales se fabrican con perfiles de acero estructural, existen en la secretaria de planos tipo de compuertas o que se

han empleado en otros proyectos, los cuales pueden elegirse para un proyecto, adaptándolas, de acuerdo con la carga hidráulica a que se vayan a estar sujetas y las dimensiones de anchura y altura que se requieran. En ocasiones si la compuerta que más se adapta tiene un ancho o altura mayor que la que se necesita, puede adaptarse indicándose en el plano de la derivadora y al fabricante de la compuerta lo que se debe de recortar, para que resulte de las dimensiones deseadas. Cuando se adapta una compuerta radial, generalmente se conserva la capacidad del mecanismo elevador puesto que la diferencia es relativamente pequeña.

Si dentro de las compuertas tipo no satisface alguna de ellas para un problema en cuestión, será necesario hacer un diseño particular. Para ubicar el mecanismo o malacate elevador de las compuertas radiales, se debe pensar que dada la forma de trabajar de estas compuertas en gran parte los esfuerzos que se requieren para elevarla depende de la ubicación del asa donde se jale la compuerta. Los menores esfuerzos en el cable se presentan, cuando este sea tangente a la hoja de la compuerta. Prácticamente esto no es posible cuando la oreja está situada en la parte superior de la hoja; porque la posición cambia a medida que se va elevando.

Con la Fig. No.2.73. se presentan gráficamente dos formas de ubicar el mecanismo elevador estando el asa en el labio inferior o superior de la compuerta, también se indican las dimensiones mínimas recomendadas que se deben tener entre la compuerta radial y el orificio de la toma.

El tipo y capacidad del malacate viene indicados en la relación de los planos tipos de compuertas y pueden ser operados en forma manual o eléctricamente.

En la mayoría de nuestros proyectos se refiere a los malacates operados manualmente, dado el rango de la capacidad, facilidad de operación para el usuario y porque muchas veces no se cuenta con energía eléctrica cercanas, tomando en cuenta la ubicación recóndita de la obra

Es muy importante estudiar minuciosamente los planos de instalación de las compuertas, y proporcionarlos a las obras para su correcta instalación.

Supresión en el desarenador.

Al estar cerrado el desarenador y operando la obra de toma, la carga hidráulica que se tiene aguas arriba de la pantalla, origina una supresión en el piso del desarenador, que se debe considerar al terminar el revestimiento de dicho piso .

El análisis de esta supresión es similar al que se hace para el delantal de la cortina en el caso de tanques amortiguadores y generalmente los lloraderos y drenes que se colocan en este delantal, se prolongan o se alinean también para el desarenador, teniendo cuidado de darles el paso de filtración adecuados para evitar el arrastre de material de cimentación y protegiéndolos con filtros adecuados.

Durante la operación de las presas, conviene mantener limpios los lloraderos limpiándolos a mano cuantas veces sea necesario.

Partes que integran una presa derivadora.

En una presa derivadora, son notables tres partes que se consideran como- esenciales para cumplir con sus fines. E., ocasiones también se tienen otras que se pueden considerar como complementarias y que dependen de las características o uso del corriente.

Partes esenciales:

-Cortina.

-Bocatoma u Obra de Toma.

-Estructura de Limpia.

-Obras complementarias.

Cortina.

Con la cortina se represa el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la bocatoma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente en su longitud; por lo que siempre se - tienen cortinas vertedoras.

Clasificación.

Se puede intentar una clasificación de estas cortinas considerando ,varios aspectos, y así se tiene que:

Por su eje en planta:

Rectas. Curvas.

La línea del eje generalmente es recta, y normal a la corriente, pero en – ocasiones es debido a la topografía o geología del cauce se adaptan ejes curvos y mixtos con el fin de disminuir las excavaciones y volúmenes de materia] - en e] cuerpo de]a cortina o bien por cimentarla en]os estratos geológicos - más favorables. del sitio. Fig. No.2. 1.

Por tipo de materiales:

Flexibles. Rígidas.

Mixtos.

las cortinas flexibles se forman con materiales naturales colocados en forma adecuada, para aprovechar eficazmente las características físicas particulares de cada elemento, permitiendo que estas cortinas se adapten a las deformaciones naturales plásticas de esos elementos.

El tipo de cortina flexible más empleada en derivadoras, es el llamado cortina "tipo indio" con: constituido fundamentalmente de una pantalla impermeable y enrocamientos. Fig. No.2. 2. (6) .

Ocasionalmente se constituyen cortina las de madera y tablaestacado que quedan clasificadas dentro de las flexibles. Obsérvense la Fig. 1.1. y 2.2. Estas son poco usuales en nuestro medio V se emplean en obras de derivación provisionales por ejemplo en los barra .

Las cortinas rígidas se construyen con materiales pétreos unidos con algún- compuesto cementante, mediante el cual, se produce casi una masa homogénea. Las cortinas rígidas más empleadas, son hechas de mampostería CO:1- mortero de cemento, concreto ciclópeo concreto simple y ocasionalmente - de mampostería con morteros de cal y canto.

Cuando en el gabinete se inicia el proyecto de una derivadora ya se tiene en- mente la clase de material a emplear en la cortina, y finalmente lo que ayudará en la elección: 1 definitivo, será el hecho de efectuar varios anteproyectos para comparar sus costos, considerando además y fundamentalmente la seguridad estructural y del funcionamiento hidráulico en todos los casos.

En la elección del material constructivo, fundamentalmente se deben considerar los siguientes factores:

-Materiales del lugar. -Perfil geológico del cauce. -Altura de la cortina. -Carga del vertedor. -Corzos.

Los materiales de la región combinados con la geología del cauce, son decisivos para elegir el tipo de cortina, porque influyen en la economía de la - misma. .

La altura de la cortina en ocasiones es una limitante para el empleo de Presas "tipo indio", debido a que los taludes que se obtienen con cargas hidráulicas grandes dan por resultado volúmenes de materiales considerables que- hacen preferir a las cortinas rígidas y además se obtienen pasos de filtración largos y la posibilidad de filtraciones ya no considerables.

La altura de]as cortinas de "tipo indio" que se han construido son de alrededor de]os cinco metros, medidos sobre el fondo del cauce original del río.

Para las cortinas rígidas no hay alturas limites recomendados y Su sección – será la que resulte del cálculo de su estabilidad. En varias ocasiones, debido a la subpresión resultante, en necesario agregar un respaldo de material arcilloso o de mampostería para abatir la robustez de la cortina.. Fig. No.2. 7.

Estabilidad de las cortinas.

Cortinas rígidas -Sección típica.

La sección típica de las cortinas rígidas es de forma trapezoidal con cimacio- en la corona como lo indica esquemáticamente la Fig. No.2. 4.

La geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre, El objeto de diseñar así, a los vertedores en general, es no propiciar presiones bajas entre la lámina vertiente y el paramento de- aguas abajo, con lo cual se evitan fenómenos de cavitación o corrosión y además cierto tipo de esfuerzos en la cortina, como se señalará más adelante. Con el cimacio se logra aumentar la eficiencia de descarga del vertedor y -- con ello se consigue acortar la longitud a la carga del mismo.

Los taludes de aguas abajo yaguas arriba de la cortina se fijan al verificar- la estabilidad de la misma

Fuerzas que actúan

A continuación se anotan las fuerzas que de manera general actúan en una cortina vertedora, véase Fig. No.2. 5.

- a. -Peso propio.
- b. -Presión hidrostática.
- c. -Subpresión.
- d. -Empuje de sedimentos o azolves.
- e. -Fuerzas sísmicas.
- f. -Peso del agua sobre el paramento de aguas abajo.
- g. -Presión negativa entre el manto de agua y el paramento de aguas abajo,
- h. -Rozamiento del agua con el paramento de descarga.
- i. -Choque de olas y cuerpos flotantes.
- j). -Presión de hielo.
- k). -Reacción del terreno.

a). -Peso propio

El peso propio se calculará de acuerdo con el material del banco empleado, pero para fines de: Anteproyectos, se pueden considerar los siguientes valores; que son conservadores.

Material.

Mampostería

Concreto simple. Concreto ciclópeo. Concreto.

Enrocamiento acomodado. Enrolamiento a volteo. A arcilla compactada. Arena y grava.

Peso volumétrico en kg/m³

2,000 2,200 2,200 .2, 000 1,800 1,800 1,800 1,600

b). -Presión hidrostática (E_a)

Se considerará la presión del agua que actúa sobre el paramento de aguas arriba de la cortina.

Cuando el paramento de arriba no sea vertical el empuje del agua que obra-- normal a ese paramento se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y en una componente vertical que viene siendo el peso de la cuña de agua. Es claro que el peso del agua se elimina cuando se tiene un talud vertical.

Si la condición de estabilidad de la cortina es derramando con el gasto máximo de diseño, el diagrama de presiones deberá ser el 1-2-3-4, cuyo valor -- 1 "

El empuje es

$$E_a = (P_1 + P_2) / 2 * (H_T + H)$$

$$P_1 = W H$$

$$P_2 = I J H_T$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial, es decir:

$$x = h / 3 (2P_1 + P_2) / (P_1 + P_2)$$

Cuando el nivel del agua se considera hasta la cresta vertedora, el diagrama que debe tomarse será el, a b c a, cuyo valor del empuje es:

$$E_a = w h^2 / 2 \quad y \quad X = 1 / 3 h.$$

El peso del agua sobre el paramento aguas arriba J cuando éste es inclinado favorece a la estabilidad de la cortina y su valor será el área 0 - 2 - 4, multiplicada por el peso específico del agua (1000 kg/m³) y aplicada su resulta!!: te en el centro de gravedad de esa figura.

Elevación de la cresta vertedora:

Puesto que la Presa Derivadora sirve para aumentar el tirante de agua de la fuente de aprovechamiento para derivar un determinado gasto, la elevación de la cresta vertedora dependerá de las necesidades de carga hidráulica que se requieren para operar la bocatoma.

En la Fig. No.2. 18 se observa el caso típico de la disposición de la cortina, bocatoma y canal principal de conducción.

Fig. 2.18- Disposición típico de una derivación

Como puede observarse, la elevación "C" de la cresta vertedora es igual a- la elevación correspondiente a la plantilla del canal en su inicio (elevación - P) más el tirante (d) del mismo canal, más la carga hidráulica (h) del oficio de la toma) es decir:

$$\text{Elev. C} = \text{Elev. p} + d + h$$

La elevación de la plantilla del canal principal es un dato que de antemano se cuenta con él, al iniciar un diseño.

Esta elevación se fija fundamento; naturalmente considerando la elevación de la zona de los terrenos que se van a regar y de la carga que se va a perder entre dicha zona y el sitio de la derivación. Él esta carga se deberá tener presente el desnivel que se pierde por la pendiente del canal y las cargas que se

Tirante del canal.

El tirante normal del canal de conducción se adopta considerando la topografía y geología en donde se ubique; por ejemplo no será la misma sección de - un canal alojado en roca que la de otro en tierra y además revestido.

El canal alojado en roca podrá tener sus paredes menos inclinadas y velocidad más fuerte, en cambio él otro, el talud de sus paredes será más tendido, su pendiente será más suave etc. , y por lo tanto los tirantes en uno y 0~1-0 -- caso variará.

Por otro lado en los canales alojados en roca se procura disminuir los volúmenes de excavación procurando reducir la sección y localizándola en balcón.

La Fig. No.2. 19 muestra; Si el mismo gasto, alojado esquemáticamente (~ la sección de dos canales par)5 en diferentes materiales.

Es frecuente que para fijar el tirante del canal cerca de la bocatoma, a de más de lo anterior, se combina con las dimensiones de las compuertas de extracción, procurando que los orificios de dichas compuertas funcionen ah<1 gados.

Cuando se requiera que la sección del canal en su inicio sea diferente al elegido en el trazo; por ejemplo, rectangular en lugar de trapecial será necesario diseñar una transición para unir las dos secciones mediante el estudio del funcionamiento hidráulico del conjunto.

El tirante normal, de un canal se calcula, mediante la expresión de continuidad y alguna fórmula de la velocidad para canales de algún investigador, por ejemplo la de Manning, que es la más empleada y así se tiene que:

La expresión de la continuidad es: $Q = v A$

Y la fórmula de la velocidad según Maning: ----- (1)

$$V = 1 / n \quad s^{1/2} \quad r^{2/3} \quad \text{-----} \quad (2)$$

Siendo:

- v = Velocidad del agua en el canal, en m/seg.
- n = Coeficiente de rugosidad (véase tabla No.2. 2)
- r = Radio hidráulico en m.
- s = Pendiente hidráulica.

Sustituyendo (2) en (1)

Se tiene:

$$Q = 1 / n \quad s^{1/2} \quad r^{2/3} \quad A$$

Agrupando los términos conocidos en el primer miembro para un caso dado se tiene:

$$Q n / (s^{1/2}) = A \quad r^{2/3}$$

Sí:

$$Q n / (s^{1/2}) = K = A \quad r^{2/3} \quad \text{.....} \quad (3)$$

El tirante normal se encuentra verificando, la igualdad (3) mediante tanteos: es decir, se supone un valor para "d" .

Se calcula el área hidráulica A, de acuerdo con la sección del canal. Fig. 2.20

A continuación se calcula el perímetro mojado lico "P" y después el radio hidráulico "r " y se eleva este va]or a la potencia de (2 / 3).

Cuando se cumpla]a igualdad $A \quad r^{2/3} = K$ el tirante d supuesto será el correcto.

Si no sucediera así, se supone otro valor para d repitiendo la misma secuela hasta verificar dicha igualdad y consecuentemente encontrar el tirante normal correcto.

b) Características del vertedor.

La fórmula comúnmente empleada para definir las C3J-características hidráulicas de la cortina vertedora es la de Francis en la cual no se consideran el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma (grande o pequeño), al elevarse el tirante y por lo tanto puede considerarse. Que el agua tiene una velocidad nula. Las contracciones Jarearles- se eliminan fácilmente, limitando al vertedor en sus extremos, con p3i-redes verticales y perpendiculares a su cresta, de suficiente altura y longitud.

la fórmula es

$$Q = CL \sqrt{h^3} / 2$$

Siendo:

Q = Gasto del vertedor en m³/seg. C = Coeficiente de descarga.

L = Longitud efectiva de la cresta en m.

H = Carga sobre la cresta del vertedor t medida a 2.5 H aguas arriba de la cresta.

No obstante lo anterior, en el caso de querer considerar el efecto de las contracciones laterales: y velocidad de llegada; la longitud la del vertedor se corrige con la siguiente fórmula, que en forma general, incluye el efecto-- de las contracciones. Una fórmula más aproximada, es la que se anota en páginas posteriores en lo relativo a crestas Vertedoras con Control..

Para el caso de cortinas vertedoras. en presas de derivación. el gasto del - vertedor es el correspondiente a' la avenida de proyecto elegida o adoptada en el estudio hidrológico de la derivación.

Longitud (L) y carga (H).

Los valores de L y H, se eligen considerando las condiciones físicas del sitio para ubicar la cortina, previendo el costo de la misma, las excavaciones que se originan, la altura de los muros de protección y encauzamiento, etc.

Por ejemplo, en ocasionales se tienen cauces muy anchos y habrá que definir - si conviene construir la cortina vertedora en toda su longitud o bien construir un vertedor más corto y cerrar el cauce con muros macizos o terraplenes según lo permita la geología de dicho cauce.. Fig. No.2. 1 (e)

Lo que definirá adoptar una de las dos soluciones será el hecho de efectuar- un estudio económico de ambas, además de considerar el funcionamiento hidráulico que se prefiera en cada caso.

Un vertedor corto es probable que se adapte más a la sección del cauce principal, pero al tener una carga mayor que en el caso de ser más largo, la sección de la cortina resulta ser hidráulicamente más robusta, y los muros para cerrar el cauce resultan más altos Fig. No.2. 21. Por otro lado tómesese en cuenta que el hecho de contar con un mayor gasto en el vertedor por unidad de longitud, puede ser necesario un disipador de energía en la descarga, del mayor costo, que en el caso de tener menos gasto unitario.

Coeficiente de descarga "C"

En la selección o adopción del coeficiente de descarga deben tomar en cuenta los siguientes factores:

1. -La profundidad de llegada "P" . .
2. -La diferencia entre la carga de diseño del vertedor y la carga de] gasto máxima.
3. -El talud de] paramento aguas arriba de la cortina.
4. -La interferencia de la descarga de aguas abajo y de la sumergencia.

Vertedores con cimacio Creager.

A continuación se comentarán brevemente estos factores relacionados con el perfil del cimacio tipo Creager que es el más recomendable para vertedores y más comúnmente empleado.

Este tipo de vertedor ha sido muy ensayado y observado por varios investigadores y si se desea tener más información sobre su funcionamiento se recomienda consultar los libros de hidráulica o de obras hidráulicas en el capítulo relativo a vertedores que tratan en su mayoría este tema con amplitud.

A continuación se presentan los valores de coeficientes para el trazo del perfil tipo Creager. Fig. No.2. 22

1. -Profundidad de llegada.

Se ha observado la influencia de la altura del vertedor "P" (profundidad de llegada), en vertedores de pared delgada concluyéndose que esta profundidad es inversamente proporcional a la velocidad de llegada y que la contracción vertical de la lámina vertiente aumenta a medida que aumenta "P".

Fig. 2.22.- Datos para el trazo del perfil de un cimacio tipo Creager Usando la fórmula de Scinemi.

Fórmula empleada:

$$X1.85 = \frac{2Hd0.85 Y}{(0.925 T) 1 / 0.85}$$

$$Yt = \frac{0.5}{(0.925 T) 1.85 / 0.85}$$

Tabla 2.3.- Coordenadas del punto de tangencia del Cimacio con talud

De las observaciones de los vertedores en pared delgada se ha construido la gráfica que muestra la Fig. No.2. 23 la cual sirve para determinar el coeficiente, "C" de descarga, según la relación: P/Ho. Esta gráfica es válida para cimacios con perfil tipo Creager y para cuando el perfil del Cimacio se construye considerando la carga correspondiente a la avenida del proyecto, es; decir; He/Ho = 1

Para definir la altura "P" en un determinado proyecto, se deberá tener presente las características de arrastre de la corriente aprovechada, pues en un Principio se puede contar con un valor determinado el cual se irá reduciendo a medida que se acumule el azolve o acarreo que traen las avenidas.

Muchas veces la altura de las cortinas es pequeña y pudiera suceder que con las primeras avenidas de la temporada, después de construida la obra, la altura. "P" se redujera a cero

En estudios previos o anteproyectos se ha adoptado un C = 2 tornando en cuenta que en varios diseños la avenida de proyecto se determina con Métodos indirectos.

Fig. 2.23-Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

2. -Diferencia entre la carga de diseño del vertedor y la carga de descarga máxima.

En ocasiones, tomando en cuenta que la avenida máxima de proyecto es poco frecuente y de corta duración, se diseña el perfil del cimacio con una carga menor que consecuentemente corresponde a una avenida menor. Con esta medida se consigue una economía en la cortina ya que resulta menos ancha o robusta. Si el cimacio se diseñó con una carga menor y se presenta una avenida mayor, se originan en la Superficie de contacto del vertedor y la lámina vertiente, presiones negativas que hacen aumentar el coeficiente de descarga. Si escurre una avenida menor que la considerada para el diseño del cimacio, se origina presiones positivas sobre el paramento de descarga reduciendo el coeficiente "C".

Se debe evitar diseñar con cargas menores al 75% de las correspondientes al gasto máximo.

La Fig. No.2. 24 muestra la gráfica para conocer los valores de dicho coeficiente con la relación H_e/H_o .

Fig. 2.24- Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto

3. -Talud del paramento aguas arriba de la cortina.

Se ha observado que en paramentos inclinados el coeficiente de descarga de un vertedor, aumenta para pequeñas relaciones entre la profundidad de llegada y la carga del vertedor, y tiende a disminuir cuando la relación P/H - aumenta.

La Fig. No.2. 2.5 contiene las gráficas que sirven para ajustar el coeficiente obtenido para un paramento vertical, en el caso de que se vaya a tener un talud determinado en ese paramento.

Por razones de estabilidad de la cortina muchas veces se hace necesario construir el paramento aguas arriba con cierta inclinación a fin de reunir los requisitos de estabilidad.

Fig. 2.25- Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado

4. -Interferencia de la descarga de aguas abajo y de la sumergencia.

Si la elevación de la superficie libre del agua, abajo del vertedor es superior al nivel de la cresta vertedora, se tiene un vertedor ahogado, esto sucede por ejemplo, en el caso de las descargas llamadas de lavadero o cuando se tiene un delantal con colchón amortiguador, con poco desnivel, lo cual es muy frecuente.

El ahogamiento del vertedor hace disminuir el valor del coeficiente de descarga y su valor se puede determinar mediante las gráficas de la Fig. No. 2.26 y 2.27 en las cuales se consideran las posibles formas de escurrimiento aguas abajo del vertedor; las formas posibles de escurrimiento se indican a continuación:

El escurrimiento continúa con régimen rápido o supercrítico.

Se forma un salto hidráulico total o parcial inmediatamente aguas abajo de la cresta.

Se forma un completo salto hidráulico.

Se forma un resalto ahogado en el cual el chorro de alta velocidad sigue la forma de la lámina vertiente y luego continúa con una trayectoria errática y fluctuante debajo ya través del agua que se mueve más despacio.

No se forma ningún resalto. La lamina se separa del paramento del vertedor, cabalgando sobre la superficie una corta distancia para después mezclarse erráticamente con el agua que se mueve lentamente abajo.

Fig. 2.26 -Efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores

La Fig. muestra la relación entre las posiciones del piso y la sumergencia de aguas abajo que producen dichas formas de escurrimiento.

Cuando el régimen es supercrítico o cuando se forma el salto Hidráulico a disminución del coeficiente del vertedor se debe principalmente a la presión que ejerce el lavadero hacia aguas arriba del escurrimiento; esta disminución es independiente al efecto de sumergencia. La disminución de este coeficiente se determinará con la gráfica de la Fig. No.2. 27 que se construyo, basándose en los datos de las líneas punteadas de la gráfica marcada con la Fig. 2.26

Se puede observar también que para los valores de: $H_a + d / H_e$ mayores que; 1.70 o en la zona con régimen subcritico, la disminución del coeficiente de descarga, se debe principalmente a la sumergencia y se puede determinar con la gráfica de la Fig. No.2. 28

Es claro que mediante esas gráficas (Figs. No.2. 26.2.27,2.28) se puede determinar la disminución del coeficiente por los efectos de la descarga y de la posición del lavadero aguas abajo.

El régimen de funcionamiento hidráulico preferido para nuestros proyectos en la mayoría de los casos es el de vertedor con descarga libre, sin posibilidades de ahogamiento y con resalto hidráulico inmediatamente al pie del vertedor. Esto se hace con el fin de disipar la energía de velocidad y continuar el escurrimiento en el cauce natural con velocidad aceptable No obstante lo anterior, cuando las cortinas son de muy poca altura y las condiciones hidrológicas del aprovechamiento exigen diseñar al muro vertedor con una avenida que da origen a un gasto unitario grande; en dicho muro se tiene el caso de un vertedor ahogado, para cuyo diseño se deberá determinar cuidadosamente el coeficiente de descarga.

En otras ocasiones se puede prever el ahogamiento y tomar las medidas necesarias cuando por cuestiones de economía se diseña el vertedor para gasto menor a pesar de que se espera que escurra sobre el, aunque en forma eventual, una avenida mayor.

Como una medida práctica y resultado de la experiencia, se recomienda que la sumergencia de la cresta no exceda del 30% de la carga sobre el vertedor para seguir considerando el coeficiente de descarga $C = 2$ véase Fig. 2.29

Fig. 2.29.- Sumergencia máxima recomendable
Vertedores en cortina de enrocamiento

Por la forma que adquiere el vertedor en cortinas, su tipo se ubica también dentro de la clasificación de los llamados vertedores de cresta ancha o gruesa, los cuales se pueden tener de muy variadas secciones. Este requisito se cumple cuando el espesor "a" Fig. No. 2.30 (a), que representa la sección del vertedor más simple en este tipo, es mayor que la distancia comprendida entre la cresta de un vertedor con pared delgada y la línea en que la cara inferior de la lámina vertiente, corta al plano horizontal que pasa por el umbral o cresta del vertedor.

De acuerdo con los investigadores de vertedores con pared gruesa, se acepta que:

Sí $a > 2/3 H$ el manto de agua se adhiere a la cresta, funcionando así hasta para $a = 3H$.
Para valores de $a < 0.5H$ la lámina se despega del umbral.

Si a está comprendido entre 0.5 y 0.66 de H . La adherencia de la lámina es inestable.
Cuando se tengan umbrales más anchos que $15 H$. el funcionamiento en forma estricta es parecido al de un canal cortó en régimen cercano al crítico y el perfil de la lámina es parecido al ilustrado en la Fig. No.2. 31.

En general en todos estos tipos de vertedores, la fórmula tiene la siguiente forma;

$$Q = 2/3 \mu L (2g)^{1/2} H^{3/2} = 2/3 \mu (19.62)^{1/2} L H^{3/2}$$

Así que:

$$Q = 2.953 \mu L H^{3/2}$$

Fórmula que es aplicable con sólo determinar el valor μ adecuado.

Son muy variados los perfiles para vertedores de cresta ancha y en los tratados de hidráulica se pueden encontrar varios de ellos, así como en los estudios realizados por diferentes autores. No obstante esto en los libros de consulta que se tienen comúnmente a la mano, no se han encontrado datos de estudios efectuados expresamente para los vertedores en cortinas de tipo indio, para los rangos y características que se pueden presentar; por tal motivo se tiene la incertidumbre en la elección del coeficiente de descarga, a diferencia de lo que sucede por ejemplo, con el perfil Creager, para el cual se cuentan con resultados y experiencias de varias observaciones que pueden ser consultados.

Basándose en los ensayos de otros vertedores de pared gruesa, que por algunas circunstancias guarden cierta analogía con el vertedor de la cortina de enrocamiento, se ha convenido en adoptar para fines prácticos el valor 1.80, mientras se carezca de otra información o datos más adecuados, para el coeficiente "C", del vertedor en la fórmula:

$$Q = C L H^{3/2}$$

Para $c = 1.80$ el valor de μ corresponde a 0.60 aproximadamente.

Lo que se dijo en páginas anteriores respecto a los otros factores, que se incluyen en el valor del coeficiente "C", tales como la sumergencia, la altura de llegada "P", etc. se pueden aplicar también para los casos de cortinas tipo indio pero desde luego con cierto criterio.

La influencia de la inclinación del talud aguas arriba es usual no tomarlo en cuenta en cortinas de enrocamiento para estos efectos, pues parece ser que por una parte dicha inclinación aumenta el valor del coeficiente y por otra el enrocamiento en ese paramento contrarresta el efecto favorable de descarga.

C.- Disipador de energía.

Al elevarse el tirante del agua en un río y hacer que la corriente se derrame sobre el muro vertedor, el agua adquiere una energía de posición que se transforma en energía de velocidad o cinética, cuya magnitud depende de la altura de caída y consecuentemente de la altura de la cortina.

Los perjuicios que ocasiona el escurrimiento debido a una alta velocidad, son fundamentalmente los efectos debidos a la socavación y erosión del agua al pie de las estructuras, que obviamente ponen en peligro su estabilidad o la dañan parcialmente.

En la Fig. No.2. 32 se trata de mostrar la socavación del agua debido a una fuerte velocidad, al pie de una cortina cimentada en terreno poco resistente.

Un fenómeno similar se llega a presentar también en otros elementos, por ejemplo en los muros de encauce, o los que flanquean a la cortina.

Fig. 2.32.- Socavación al pie de una cortina.

Si la caída es pequeña o si en el lecho del cauce, existe material resistente, el golpe del agua puede no afectarle al muro vertedor y probablemente serán mínimas las precauciones que se tomen para amortiguar o resistir la velocidad del agua, por ejemplo con zampeados o revestimientos de corta longitudinal después del muro vertedor Fig. No.2. 33.

Fig. 2.33 -Ejemplos de protección al pie de las cortinas

En la mayoría de las presas de derivación es necesario diseñar un dispositivo adosado al cuerpo de la cortina o formando parte de ella, con el objeto de disipar la energía de velocidad del escurrimiento en el vertedor y entregar el flujo del agua al cauce natural del río con velocidades que no ocasionen deterioro a las estructuras que forman la derivación.

Se han ideado varios tipos de amortiguadores, cuyo diseño se basa en los principios de la hidráulica, así como en las experiencias que se han hecho en el laboratorio con modelos hidráulicos.

En general esos dispositivos, con muchas variantes, se pueden agrupar en:

Colchones o tanques amortiguadores.

Estructuras deflectoras.

Estructuras de impacto.

Las estructuras de impacto no se tratarán en este trabajo por no ser usuales en nuestras derivadoras.

a. -Colchón amortiguador o tanques amortiguadores.

Consiste en un tanque al pie de la cortina con una profundidad "p" que viene siendo el espesor del colchón de agua, para amortiguar el golpe del chorro. El diseño de este tanque se basa en el principio del salto hidráulico que establece la hidráulica.

Salto hidráulico.

Se recordará, que en un escurrimiento el salto hidráulico se verifica cuando se pasa en condiciones adecuadas, de un régimen rápido a un régimen lento con pérdida parcial de energía. Fig. No.2. 34 y que es demostrable.

La aplicación del salto hidráulico en un tanque amortiguador es por lo siguiente:

Al presentarse un escurrimiento con régimen rápido sobre el vertedor, y teniendo en el río una pendiente más o menos suave y menor que la crítica correspondiente se tendrá al pie del vertedor un tirante de, cuyo conjugado d_2 tratará de formarse rápidamente, si las condiciones físicas del escurrimiento lo propician. Fig. No.2. 36

Al producirse el tirante d_2 la energía crítica se transforma; una parte en energía de presión y otra se pierde por el cambio súbito de régimen y en los remolinos y turbulencias del salto hidráulico.

El objeto de diseñar el tanque, aguas abajo de la cortina es con el fin de contar con las condiciones adecuadas, para que el cambio brusco de tirantes se verifique dentro de una longitud mínima del cauce, Fig. No.2. 36 que es la que se debe proteger debidamente.

Pero no siempre se formará o será necesario hacer que se produzca el salto hidráulico; la necesidad de él dependerá de las características de resistencia que le tengan los materiales del cauce. Por lo tanto habrá casos en los que únicamente será necesario calcular las velocidades que se tengan aguas abajo de la cortina y ver si son aceptables de acuerdo con los materiales que se- tengan en el sitio.

En un problema de salto hidráulico, como en las estructuras terminales de vertedores, toma rápida, etc.; el valor de los tirantes conjugados d_1 y d_2 se puede calcular de la siguiente manera:

Cálculo del tirante d_1

Para el cálculo del tirante conjugado menor, al pie del vertedor de los que comúnmente se emplean en nuestros proyectos, Fig. No.2.36 se establece- el teorema de Bernoulli entre la sección de 'control que se localiza' sobre la cresta del vertedor y otra sección al pie; del vertedor, es decir:

$$z + dc + hvc = d1 + hv1 + \Sigma hp$$

Obviamente el primer término (Z) de esta expresión se puede conocer, ya que de acuerdo con el plano de comparación en la plantación del Bernoulli este término viene siendo la altura de la cortina.

dc es el tirante crítico que se calcula verificando la igualdad que define a un régimen crítico, que es:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

En donde:

Q = Gasto en m³/seg.

g = 9.81 m/seg.

A = Área hidráulica de la sección, en m²

T = Ancho de la superficie libre del agua en m.

Fig 2.36

b. -Estructuras deflectoras.

Cuando el sitio donde se pretende construir la derivadora es favorable en cuanto a impermeabilidad y resistencia, la descarga del agua se controla, mediante estructuras deflectoras construidas al pie de la cortina. El objeto de estos dispositivos es alejar de la estructura el agua de descarga, hasta un sitio en el que sus efectos, como la erosión y socavación, ya no sean peligrosos para la estabilidad de la cortina.

Existen varios tipos de deflectores cuya forma y efectividad han sido estudiadas por varios investigadores, y esto ha permitido obtener ciertas relaciones geométricas para aplicarlas en el diseño de otros casos, basándose en las leyes de semejanza.

Los tipos empleados con más frecuencia, en el rango de nuestros proyectos son los que indican las Fig. No.2. 47 llamados respectivamente, trampolín sumergido y salto de ski. Estas formas han sido adoptadas en varios de nuestros proyectos con resultados bastante satisfactorios.

Trampolín sumergido.

Además de usarlo cuando las condiciones geológicas del terreno son favorables, éste dispositivo es más propio, para cuando los tirantes en el cauce - resulten ser grandes, de tal manera que un salto hidráulico sería poco efectivo, y se necesitaría un tanque amortiguador grande que haría anti económica esta solución.

La efectividad de este trampolín se basa desde luego en su funcionamiento- - que, fundamentalmente consiste en el lanzamiento de la lámina vertiente, con determinado ángulo y la formación de dos remolinos R1 y R2 , Fig. No.2. 47 el primero se forma arriba de la cubeta circular girando en sentido contrario a las manecillas del reloj, y el otro se localiza sobre el terreno, aguas abajo del trampolín con movimiento en sentido igual a las manecillas del reloj.-

La disipación de la energía se logra con la mezcla del agua- que entra al --- trampolín y el remolino (R1), que se forma en él. y el agua que sale del -- trampolín y se combina con el remolino de aguas abajo (R2). Una zona de- turbulencias arriba del remolino (R2) también ayuda a disipar la energía.

Dentro de este tipo de trampolines se distinguen fundamentalmente dos clases: los lisos y los estriados o dentados. con igual principio de funcionamiento. No obstante esto. el trampolín estriado es más efectivo siempre y cuando se tenga tirantes en el río con determinadas variaciones de magnitud; el trampolín liso es menos efectivo, pero esta efectividad se conserva para mayor rango de variación de los tirantes en el río. La diferencia de efectividad en ambos es debida a que. en el trampolín liso. la corriente de agua que sale - del deflector animada de alta velocidad y con dirección hacia arriba. se mezcla menos con el agua de descarga, dando por resultado que el remolino de aguas abajo y la turbulencia de la superficie sean fuertes y por lo tanto su efecto se deja sentir en una mayor longitud aguas abajo. En cambio, en el trampolín con dientes y debido a estos, únicamente parte de la corriente de alta velocidad, se dirige a la superficie del agua con lo cual las turbulencias casi se eliminan, observándose menos violento el remolino de aguas abajo.

El diseño del trampolín sumergido se reduce al cálculo del radio mínimo recomendado para su parte curva y en verificar que los tirantes que se presenten en el río para diferentes valores de la avenida, posibiliten un funcionamiento correcto. Si el tirante en el río es pequeño, la lámina vertiente puede empujar al remolino (R 1) de la superficie hacia aguas abajo, originando una fuerte corriente superficial y de fondo en el cauce. Cuando el tirante en el cauce es demasiado grande el chorro de salida del trampolín se ahoga y corre por la superficie y fondo del cauce alternativamente; consecuentemente el remolino de aguas abajo, cambiará de posición también alternativamente y así cuando el chorro se localiza en el fondo ocasionará una erosión. que se rellena cuando sea el remolino quien se ubique en el fondo. Fig. No.2. 47.

La gráfica de la Fig. No.2. 50 sirve para el diseño de estos dispositivos.

Trampolín libre o salto de ski.

Se emplea este tipo de deflector si el terreno es muy resistente, la cortina -, es más o menos alta y cuando los tirantes en el río no resultan ser muy grandes. La forma de curvas que se tendrían en la descarga es la que señala Fig. No.2. 48

La disipación de la energía que se consigue , es debido a las turbulencias y. casi pulverización de la corriente por la acción del aire originada por su lanzamiento desde el trampolín ya lo largo de su recorrido, antes de caer; además se logra alejar la caída del pie de la cortina de suerte que su efecto ya no es peligroso para dicha estructura Fig. No.2. 49

d. -Diseño de la transición que une al conducto de la toma con el canal de riego.

Con la finalidad de disminuir las pérdidas por cambios de sección, evita turbulencias, y en general tener un funcionamiento tranquilo y más correcto, entre el enlace de la toma y el canal de conducción, se recomienda diseñar-- una transición en este sitio, la cual no es más que la disposición de las paredes de esta unión en forma tal, a fin de conseguir un cambio gradual. -

En general, se pueden tener muchas formas de transición, las cuales dependen de las secciones que se vayan a unir, sin embargo el caso más común que se presenta en nuestros proyectos es el de pasar de una sección rectangular- (en la salida de la toma), a otra de sección trapecial que corresponde al canal de derivación. Con frecuencia las dimensiones de la plantilla también cambian.

Se hace la observación que en ocasiones, dada la magnitud del gasto, el conducto de la toma descarga directamente a la sección del canal, pues el hacer una transición motiva a introducirse más a la ladera lo cual origina un aumento considerable en las excavaciones. Esto sucede con frecuencia cuando el canal se inicia más o menos normal al eje de la toma; en estos casos la transición puede ubicarse un poco alejada de la salida. Lo más recomendable es que las paredes de la transición sean alabeadas o redondeadas, pero por razones económicas o de facilidad constructiva se acostumbra simplificar esta transición dividiendo a las paredes laterales en dos planos según una línea recta (Fig. No.2. 64) que va desde el inicio de la transición y por la parte inferior, de la sección, hasta el punto donde termina su parte superior; a la parte de la pared del plano abajo de esta línea se le da el talud correspondiente, lográndose así, un paso más o menos gradual que es aceptable.

Cálculo Hidráulico.

Estableciendo el teorema de Bernoulli entre las secciones 52 y 51 , del inicio del canal y salida de la toma respectivamente, se tiene, Fig. No.2. 64.-

$$d_2 + h_{v2} + \sum h_f (1-2) = \Delta_1 + d_1 + h_{v1}$$

$$\Delta_1 = (d_2 - d_1) + (h_{v2} - h_{v1}) + \sum h_f (1-2).$$

Las pérdidas en la transición se valúan en función de la diferencia de la carga de velocidad y de un coeficiente K, que depende del tipo de transición. Los valores más comunes adoptados para K son:

En contracciones. $K = 0.10$

En expansiones. $K = 0.20$

En cambios bruscos. $K = 0.50$

Para estos casos, generalmente tienen contracciones y por lo tanto:

$$H_f (1-2) = K (h_{v2} - h_{v1}) = 0.10 (h_{v2} - h_{v1})$$

Luego :

$$\Delta_1 = d_2 - d_1 + 1.10 (h_{v2} - h_{v1})$$

El problema de la acumulación de azolves en la obra de toma. Esto es debido a que para el control de la captación en general son convenientes bajas velocidades. Las cuales propician la sedimentación de materiales y esto a su vez es consecuencia de los obstáculos que se le anteponen a la corriente.

El azolve acumulado en las estructuras de toma de una presa derivadora y - el que se llega a pasar a los canales de riego. traen problemas relativos al funcionamiento de la obra, que redundan en una baja eficiencia de sistema de aprovechamiento, aumento en los costos de operación y conservación de la misma, así como suspensión temporal del servicio de riego, etc.

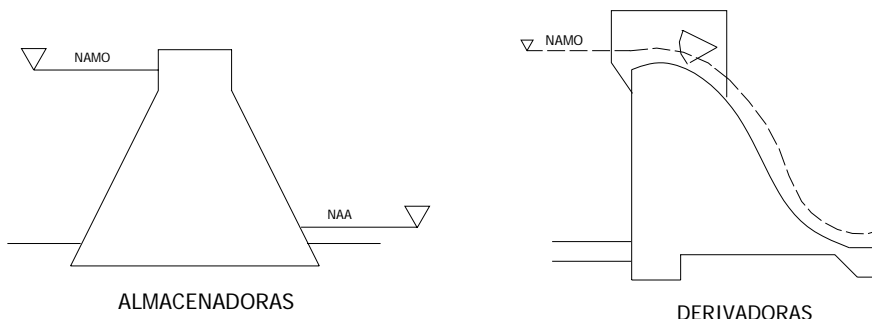
El asolvamiento de las presas derivadoras se origina porque el río conduce materia sólida, como cantos rodados, gravas, arena, limo. Al construir la presa, se eleva el nivel libre de agua, se incrementa la sección transversal de la vena líquida, disminuye la velocidad y el agua va perdiendo capacidad de arrastre por lo que va depositando los materiales en el vaso. La presa en ser, es además un obstáculo que detiene los cuerpos grandes, incluso los flotantes, propiciando el asolvamiento. Influye en esto, directamente la geología de la cuenca y cauce, zona del río en donde se ubica la obra, velocidad de las crecientes, vegetación en la cuenca, etc. Todos son factores que determinan el tipo y cantidad de azolve que se tendrá en el aprovechamiento.

Recomendaciones de diseño para presas tipo gravedad

La clasificación de estas presas de acuerdo a su altura es:

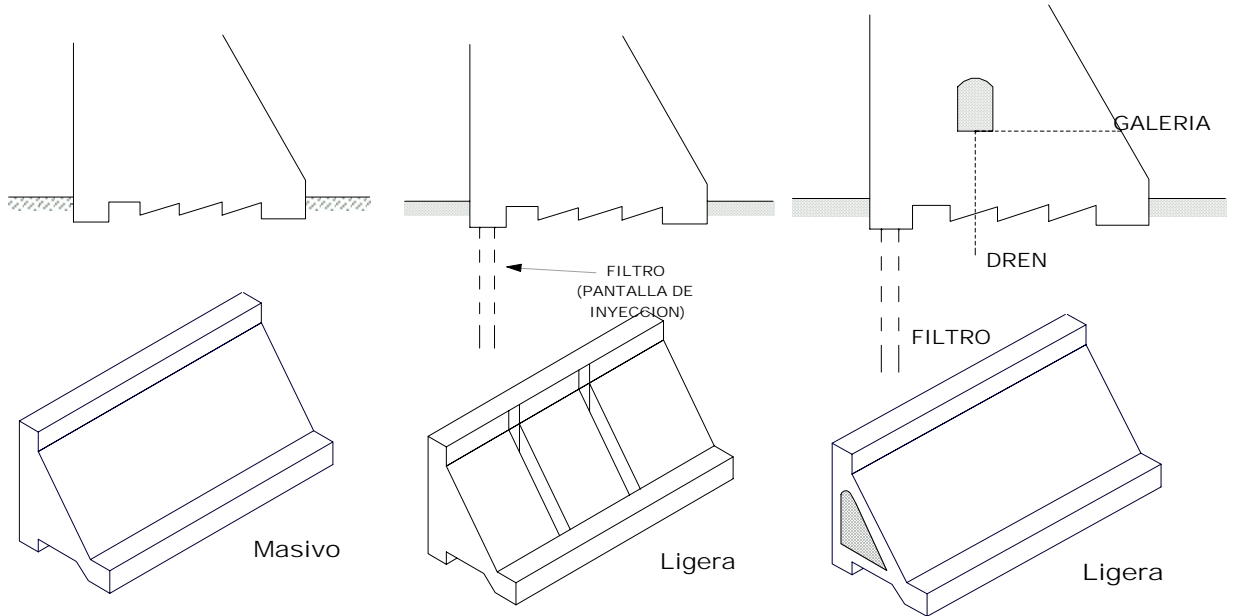
presas tipo gravedad	{	Pequeñas	$H < 25 \text{ m}$
		Medianas	$25 < H < 75 \text{ m}$
		Grandes	$H > 75 \text{ m}$

Este tipo de presas se dividen en monolíticas y no monolíticas, las primeras llevan este nombre porque la cortina es un solo cuerpo, las segundas se van construyendo con bloques colados previamente; también se clasifican en almacenadoras o derivadoras.

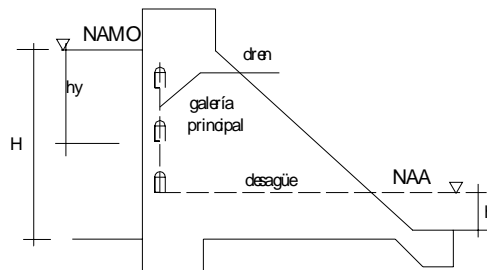


También se clasifican constructivamente en masivas y ligeras

- 1.- Masivas (no hay espacio entre bloques)
- 2.-Ligeras { empleando juntas
cimentación en el subsuelo
anclaje aguas arriba



Galerías en la cortina



Las galerías ya sea una o en serie se construyen cercana a la cara del nivel de aguas arriba a una distancia de 0.05 a 0.07 de h_y donde h_y es la distancia del NAMO a la galería principal y se recomienda una distancia entre galerías de 15 a 20 m

La galería inferior tendrá un dren de desagüe y se colocará por arriba del nivel de aguas abajo.

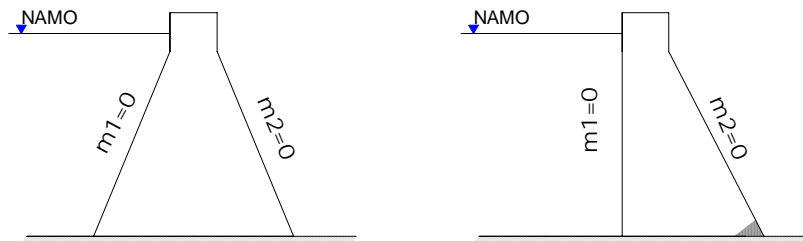
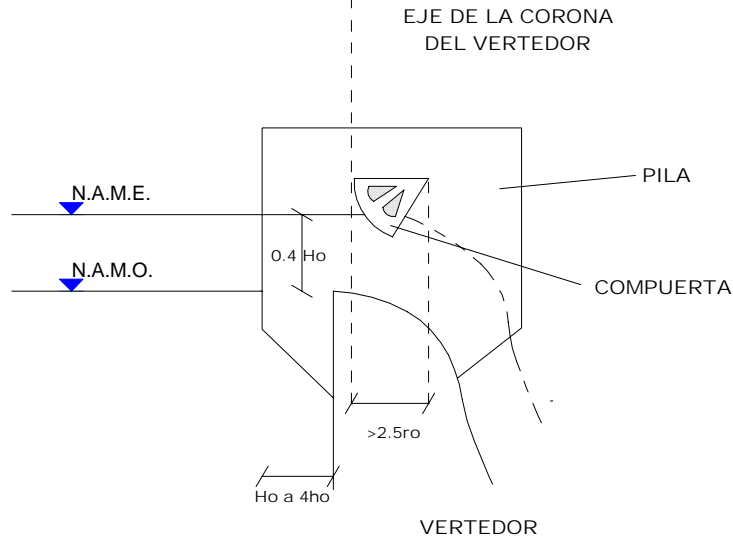
Las galerías deberán garantizar que:

1. Recibir y conducir las filtraciones que se presenten en el cuerpo de la presa y del subsuelo.
2. Para verificar la deformaciones que se presenten en el interior de la presa.
3. Para reforzar la cimentación en el subsuelo.
4. Controlar el drenaje a través del cuerpo de la presa.

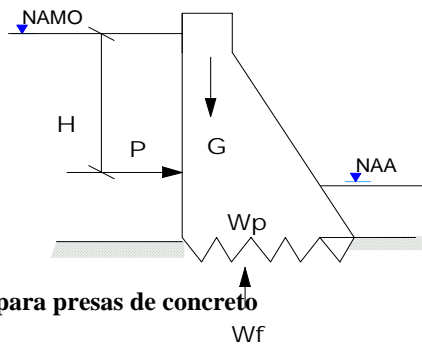
5. Verificar el cuerpo interno de la presa con instrumentos de medición.
6. Las medidas mínimas de la galería serán de 1.2 de ancho por dos de altura.

Este tipo de presas de gravedad tienen una ventaja que pueden servir como reguladoras en el control de avenidas, construyendo en ellas un vertedor.

Este tipo de cortinas o presas tienen una forma triangular donde la corona se construye de acuerdo a las necesidades del proyecto, donde generalmente la cara aguas arriba el talud es igual a cero.



El diseño óptimo de estas obras depende del resultado en el cálculo de la estabilidad donde se considera el peso propio de la presa G ; la fuerza de la presión hidrostática P ; la fuerza debido a la subpresión en el subsuelo W_f ; y la subpresión en la parte húmeda del cuerpo de la presa W_p .



Cimentación en el subsuelo para presas de concreto

Se realiza la cimentación en el subsuelo presentándose las siguientes condiciones de acuerdo al estudio geológico:

1. Si se presentan fisuras mayores a 0.1 mm
2. La cimentación garantizará que el flujo debido a la filtración no sea mayor a 600 m/día ó 0.69 cm/seg.
3. La filtración en el subsuelo no debe ser agresiva.
4. La profundidad de la cimentación en el subsuelo será de 0.5 a 1.0 h (carga hidrostática) donde h es la altura del nivel de aguas máximas ordinarias.
5. En todos los casos la cimentación cuando es pantalla de inyección disipará la filtración de 0.01 a 0.05ts./min.
6. El ancho de la cimentación se determinará por la siguiente ecuación.

$$l_c = \frac{\Delta \times H}{J_{perm}}$$

Δ - Coeficiente disipador de filtración que se obtiene por:

Tipo de Plantilla	Relación B/S		
	B/S < 1	B/S de 1 a 2	B/S > 2
Con filtro	0.75 – 0.85	0.70 – 0.75	0.65 – 0.70
Sin filtro	0.56 – 0.70	0.52 – 0.60	0.49 – 0.56

J_{perm} – Gradiente de filtración permisible del suelo y está en función del coeficiente de permeabilidad

$K_{fs} \leq 1 \times 10^{-4}$ cm/seg. $J_{perm} = 10$

$K_{fs} \leq 6 \times 10^{-5}$ cm/seg. $J_{perm} = 15$

$K_{fs} \leq 2 \times 10^{-6}$ cm/seg. $J_{perm} = 20$

La distancia para realizar la inyección y crear la pantalla es de 2.5 a 4.0 m y no menor de 2 m. La cimentación estará unida a la presa de 4 a 8 m.

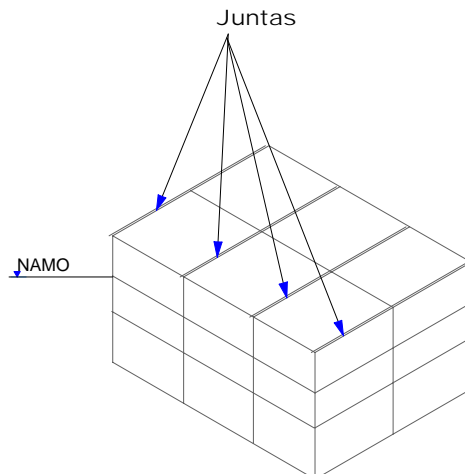
Si se presenta un gradiente de filtración bajo, se hace necesario utilizar inyecciones paralelas a la cimentación principal. La cimentación deberá garantizar la estabilidad del subsuelo para lo cual se realizarán inyecciones a una profundidad de 8 a 12 m. realizándose en forma de zig – zag de 2 a 3m de distancia.

El filtro en el subsuelo generalmente va después de la pantalla de inyección con un diámetro de 0.25 a 0.4 m. y tendrá una distancia de cada 5 m. a una profundidad de 0.5 a 0.75H. Estará situado a 4 m. de la pantalla de inyección principal e irá unida a la galería que funciona como desagüe.

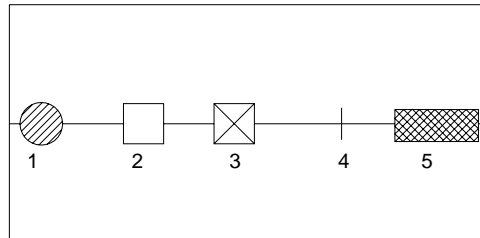
Juntas de contracción en presas de concreto

Se recomienda poner juntas de contracción a una distancia que va de 9 a 20 m. Para presas de concreto tipo gravedad considerando si la presa es de almacenamiento, derivadora y tomando en cuenta las condiciones geológicas y climáticas.

El ancho de la junta será de 1 a 10 mm teniendo como principal elemento hermético una esponja asfáltica y sus dimensiones dependerán de las propiedades de los materiales y altura de la presa.

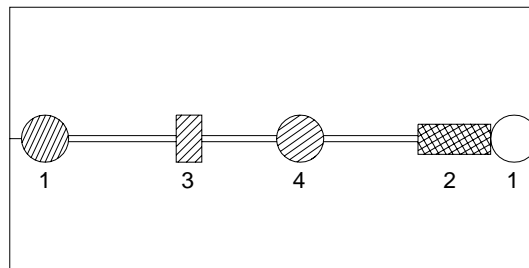


H de 30 a 90 m



- 1.- Disipador
- 2.- Esponja asfáltica
- 3.- Galería
- 4.- Pared retensora
- 5.- Junta de 5 a 3 mm

H > 90 m



- 1.- Disipador
- 2.- Junta de 5 a 3 mm
- 3.- Esponja asfáltica
- 4.- Dren

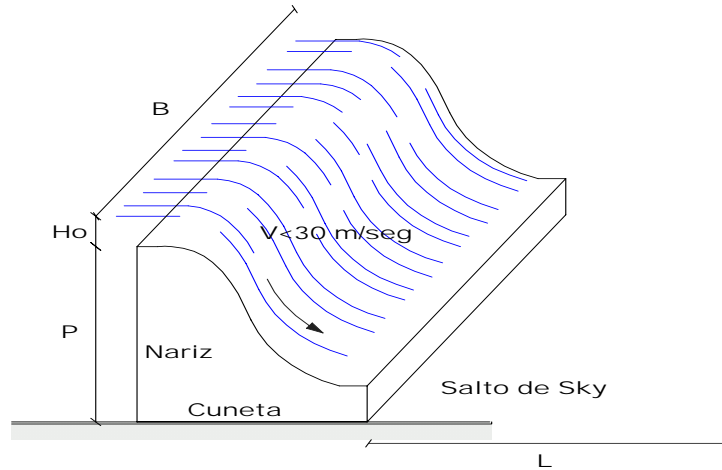
El material de que está compuesta la esponja asfáltica es de un 45 a 70 % de cemento y de chapopote de 30 a 50 %. Las medidas de este elemento van de 100 x 150 mm

Consideraciones de diseño en el cuerpo de la presa para el subsuelo.

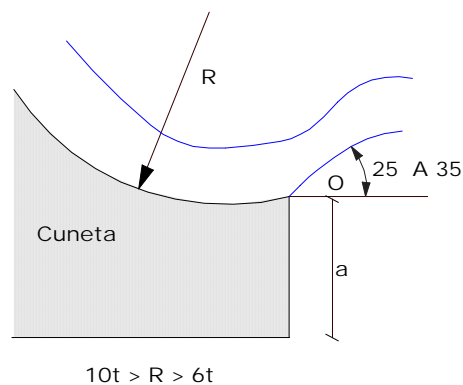
Se debe garantizar lo siguiente:

- 1.- La resistencia del subsuelo debe satisfacer la fricción entre el cuerpo de la presa y el subsuelo debido principalmente a la carga hidrostática del almacenamiento.
- 2.- Para suelos rocosos donde se presentan fisuras considerables es recomendable inyectar o rellenar por inyección.
- 3.- Se debe garantizar la estabilidad de la presa al volteo verificando este comportamiento de los esfuerzos normales principalmente en el lado del nivel aguas abajo.
- 4.- Para un suelo de baja resistencia se hace necesario construir dentellones para garantizar la fricción entre el cuerpo de la presa y el subsuelo.

En las presas de gravedad se recomiendan saltos de esquí o trampolines cuando esta funciona como una presa derivadora. Se recomienda construir el salto de esquí para presas grandes o medianas con respecto a su altura.



En suelos rocosos para lo cual se requiere reforzar la parte de aguas abajo y cuando se presentan situaciones de deslave de la roca. En presas pequeñas se emplea el salto de esquí para desalojar cuerpos flotantes y para hielos, la cuneta del suelo.



t – tirante de salida del flujo en el salto de esquí
 $10 \geq R \geq 6 t$

El tirante de salida del salto se calcula por las siguientes fórmulas:

$$(P + H_0) - a = t \cos \theta + \frac{q^2}{\varphi^2 2gt^2}$$

$a = 2h$ – altura del salto de esquí.
 P – altura del vertido de la presa
 H_0 – carga máxima sobre el vertedor
 q – gasto ideal

ϕ - coeficiente de velocidad en el vertedor

La longitud del salto es permisible para suelos rocosos altamente resistentes:

$$L = 0.4(P + H_0)$$

para suelos rocosos débiles $L = 0.5 - 0.6$

Presas derivadoras tipo gravedad.

Para suelos terrosos el principal valor para el diseño del vertedor es el valor del gasto ideal para presas pequeñas, este valor va de 18 a 25 m³ / seg*m

Para presas grandes y medianas el valor del gasto ideal es de 30 a 40 m³ /seg m.

Para el diseño correcto debe considerarse: la forma del frente del vertedor, las características del suelo al deslave en relación a la velocidad del fluido.

TIPO DE SUELO	DIAMETRO GRANULOMETRICO (MM)	V permisible si h= 1 m. V= m/seg
Arena fina con limo	1	0.6
Arena media con arcilla	2.5	0.75
Arena grande con grava	2.5	0.75
Grava fina con arcilla	5	0.85
Gravas gruesas con arenas y limos	10	1.05
Arenas con no menos del 10% de grava y roca unidas con arcilla	15	1.5
Roca mediana con arena y grava	25	1.45
Roca gruesa con grava	40	1.85
Roca bastante gruesa	75	2.40

Uno de los principales parámetros a considerar en este tipo de obras es el gasto ideal que se calcula

$$q = 1.7v_1 h_{max}^{1.5}$$

Donde: h_{max} – tirante máximo que se presenta en la cresta del vertedor

v_1 – es la velocidad permisible para un tirante de 1 m.

$$h_{max} = NAME - NAMO$$

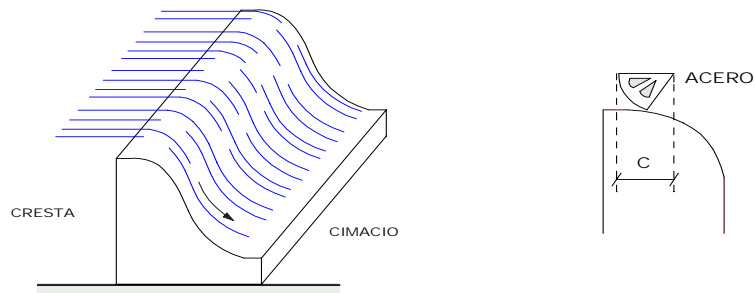
Para determinar el dimensionamiento de la obra vertedora en la punta del cimacio, se calcula el tiempo con:

$$H_0 = \left(\frac{q}{0.8m2g} \right)^{2/3}$$

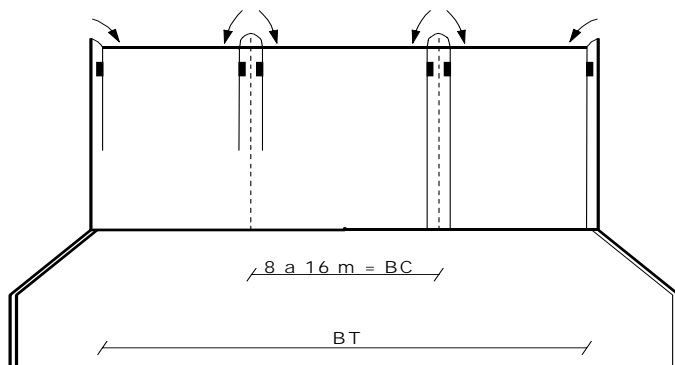
- 0.8 – coeficiente del gasto ideal
- m - coeficiente del gasto derivado
- m = 0.46 a 0.47 para compuertas verticales
- m = 0.48 a 0.49 para compuertas radiales

Ecuación de Berezosky

El coeficiente m está en función de la cresta del vertedor. $m = 0.36 + 0.1 \left(\frac{2.5 - C/H_0}{1 + 2C/H_0} \right)$



Para determinar el ancho total del vertedor cuando se emplean compuertas, la distancia entre pilas será de 8 – 16 metros.



$\xi = 1.0$ $\xi = 0$ $\xi = 0$ $\xi = 0.4$



$$Bc = (2.5 - 2.7)H_0$$

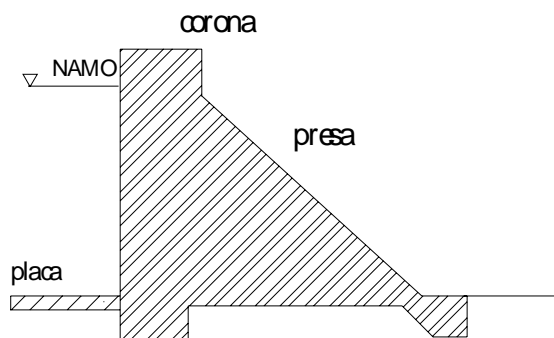
$$Bt = nBc + (n - 1)Bp + (n - 1)2z$$

Bc= ancho de compuerta
 donde: Bp – ancho de la pila
 z – coeficiente de fricción por la forma de la pila.
 $z=1- 0.1n\xi H_0 / B$

Ecuación de Berezosky del gasto a través del vertedor en la cresta del cimacio

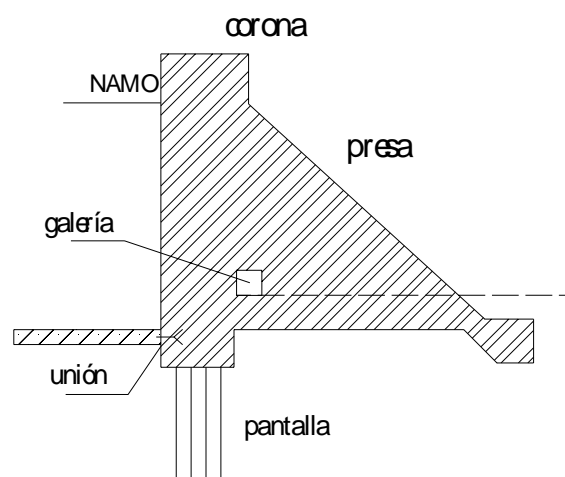
$$Q = Bt \times 0.8m(2g)^{1/2} H_0^{3/2}$$

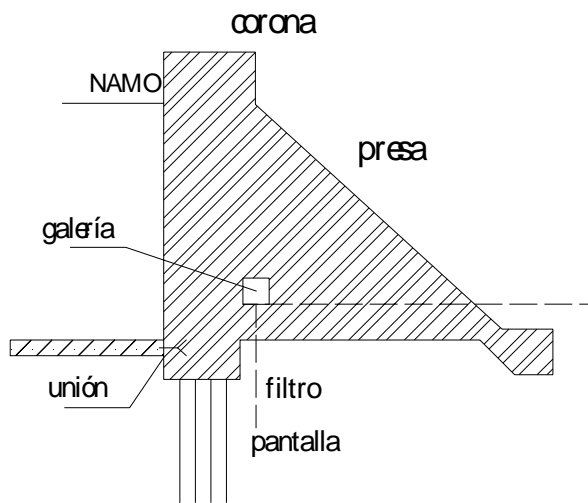
Proyección del contorno de una presa de gravedad en suelo terroso



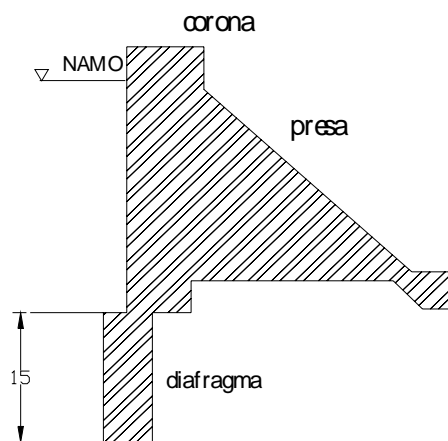
Este tipo de proyección del contorno se utiliza principalmente cuando la filtración en el subsuelo trabaja normalmente y se presenta en suelos arenosos de granulometría muy pequeña o en suelos sedimentados, no es recomendable en suelos cohesivos.

Este tipo de contorno se utiliza generalmente para suelos cohesivos garantizando satisfactoriamente el control de la filtración en el subsuelo





Este tipo de contorno se utiliza generalmente para suelos arcillosos con un bajo valor de cohesión, con el filtro se garantiza la estabilidad al deslizamiento.

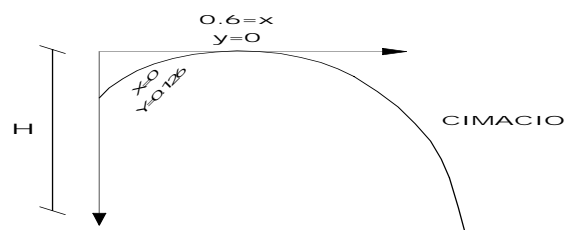


Este tipo de contorno se utiliza para suelos permeables cuyo espesor de la capa no sea mayor a 15 m. $T \leq 15$ m.

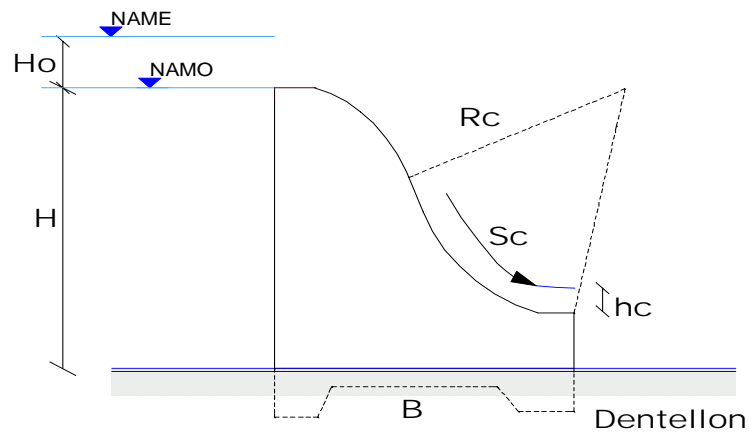
El ancho del diafragma normalmente es de 0.4 a 0.5 m cuando se presenta un suelo muy permeable es de 0.5 a 0.7 m la prolongación mínima del diagrama es de 3.00 m

Diseño del cimacio en presas derivadoras tipo gravedad

Para un $H_0 = 1$ m carga sobre el cimacio



x	y	x	Y
0.0	0.126	1.4	0.564
0.1	0.036	1.6	0.764
0.2	0.007	1.8	0.987
0.3	0.000	2.0	1.235
0.4	0.006	2.2	1.508
0.5	0.025	2.4	1.804
0.6	0.060	2.6	2.126
0.7	0.100	3.0	2.820
0.8	0.146	3.6	4.031
1.0	0.256	4.0	4.43
1.2	0.396		



Valores de R c en mtrs.

Ho/H	3	4	5	6	7	8	9
10	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	7.8	8.9	10.0	11.0	12.2	13.8	14.3
30	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0

Ancho trasversal del dentellon para suelos terrosos

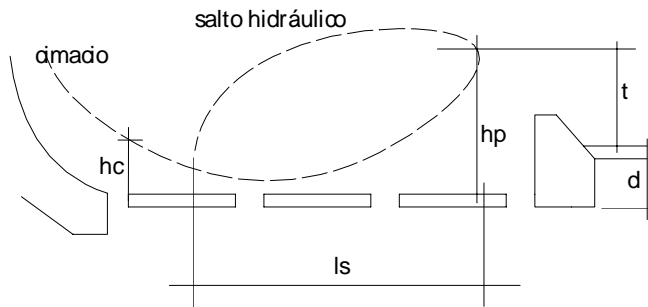
arcilloso	2.25 - 2.50 H
arcillo - limoso	2.00 - 2.25 H
limo - arenoso	1.75 - 2.00 H
grava - limoso	1.25 - 1.75 H
Ho < 3.0 m	Rc = 6 hc

Los dentellones en este tipo de presa se emplean:

1. Utilizando la profundidad mínima de 3 m para el dentellón superior

2. Cuando se requiere un tanque amortiguador.
3. Se utiliza el dentellón para la unión de la presa con la pantalla de inyección para suelos de baja permeabilidad.
4. Para presas en suelos poco impermeables, el dentellón tendrá una profundidad mínima de 5 m
5. El dentellón superior se diseña con dimensiones menores al dentellón inferior.

Condiciones hidráulicas en un tanque amortiguador



l_s = longitud del salto

$$hc = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(P + H_0 - hc)}}$$

φ corrector de velocidad en el vertedor de 1.0 a 0.9
 h_p - tirante después del salto hidráulico

$$h_p = \frac{hc}{2} \left(\sqrt{1 - \frac{8\alpha q^2}{qhc^3}} - 1 \right)$$

$\alpha = 1.1$

$$q = \frac{Q}{B_{long}}$$

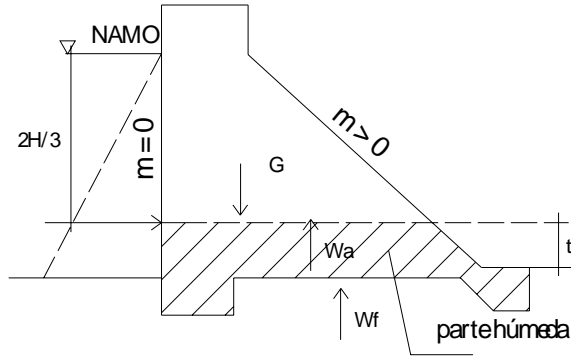
$Q_{0.01\%} = 5000$ a $15000 \text{ m}^3/\text{seg}$

$d = h_p - t$ profundidad del tanque amortiguador

t - tirante de disipación de energía después del tanque amortiguador

Cálculo de la estabilidad para presas de gravedad en suelo rocoso

Para el cálculo de esta situación se consideran los esfuerzos debidos principalmente a las cargas como el peso propio de la obra, la presión hidrostática, la presión debida a la filtración del subsuelo (subpresión) y la subpresión en la sección húmeda de la pieza.



Presas pequeñas

$$\text{subpresión total} = Wa + Wf$$

$$Wa = \gamma_{H_2O} B t \alpha$$

$$Wf = 0.5 \gamma_{H_2O} H l (1 - \alpha_0) \alpha$$

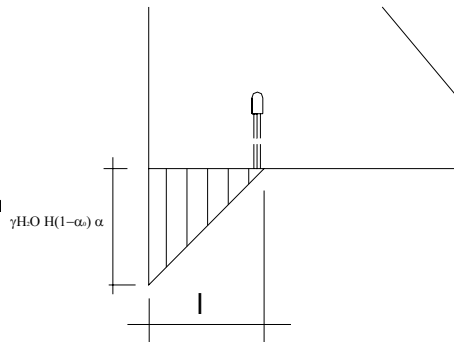
B – Ancho transversal de la presa

α - coeficiente de porosidad ≈ 1

H – carga hidrostática

α_0 – coeficiente de pérdida hidráulica por filtri
0.3 a 0.5 en función de las fisuras

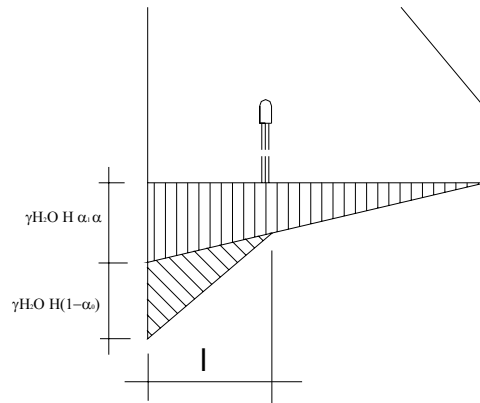
l -distancia entre dentellones



Presas medianas

$$Wf = 0.5 \gamma_{H_2O} H [l(1 - \alpha_0) + b(\alpha_1)] \alpha$$

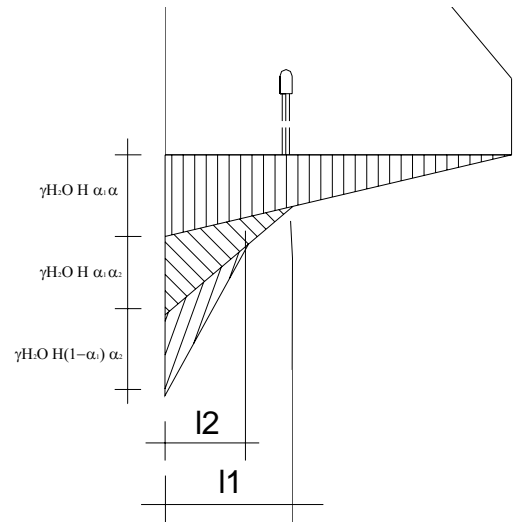
$$\alpha_1 = 0.4$$



Presas grandes

$$Wf = 0.5\gamma_{H_2O}H[l(1-\alpha-\alpha_2)+l_2\alpha_1+b\alpha_1]\alpha$$

$$\alpha_2 = 0.2$$



Ecuación para el cálculo de la estabilidad de la presa al deslizamiento

$$k_c = \frac{f \sum N + cA}{\sum T} \pm 10\%$$

- k_c – coeficiente de seguridad al deslizamiento
- f y c – características de porosidad del subsuelo
- c – cohesión para presas de concreto en suelo rocoso es coeficiente de fricción entre el concreto y la roca
- f – coeficiente de fricción
- roca metamórfica 0.5 – 0.6
- sedimentaria 0.55 – 0.65
- volcánica 0.65 – 0.70
- $\sum N$ – suma de las fuerzas normales al plano de deslizamiento
- A – área de contacto de la presa con el subsuelo
- $\sum T$ – suma de todas las fuerzas horizontales al plano de deslizamiento

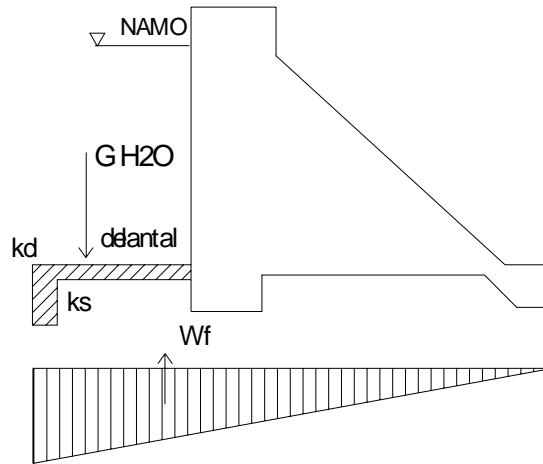
Clase	I	II	III	IV
Almacenadora	1.15	1.12	1.10	1.05
Derivadora	1.20	1.15	1.15	1.10

Esfuerzos normales transmitidos de la presa al subsuelo

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} X_m$$

- $\sum M$ – suma de momentos
- I – momento de inercia del área de contacto
- X_m – distancia del extremo aguas arriba con respecto del momento de inercia.

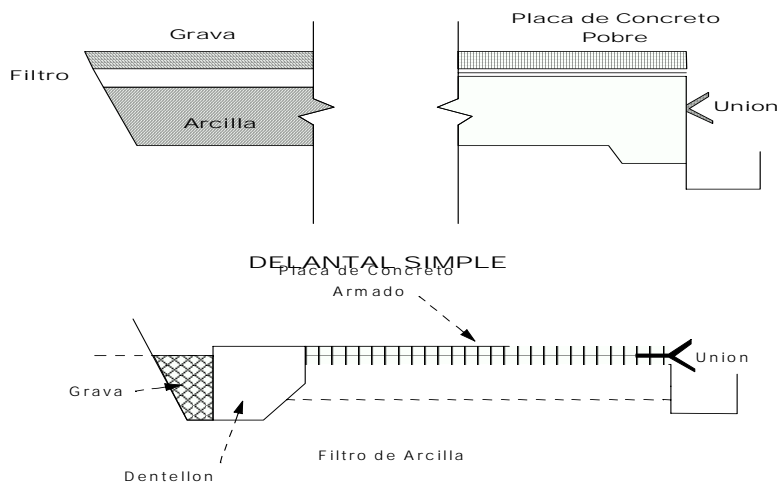
Cálculo de la estabilidad de presas de gravedad en suelos terrosos



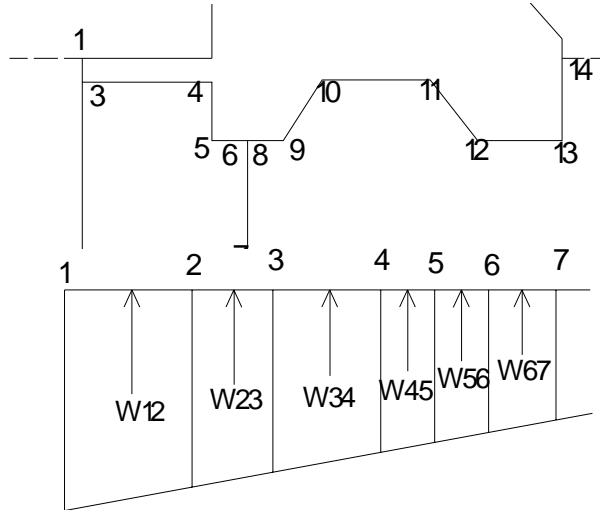
Delantales de baja permeabilidad: Estos se construyen en suelos de un porcentaje alto de arena y la relación del coeficiente de filtración del suelo y el coeficiente de filtración del delantal debe ser menor a 100 ($k_s/k_d < 100$) se construye principalmente de arcilla cuyo ancho va ser mayor o igual a 0.2 veces la pérdida de carga de la filtración a través del contorno de contacto de la presa. $t_d \geq 0.2 h_p$. Se pueden recomendar de 0.5 a 0.7

Delantales de concreto: Para delantales de concreto simple, su espesor es de 0.5 a 0.7 tomando énfasis en las juntas ya que este delantal no es recomendable hacerlo monolítico. Para delantales de concreto armado, su espesor va de 0.4 a 0.7 m y el armado a una distancia de 1.0 a 1.5 m.

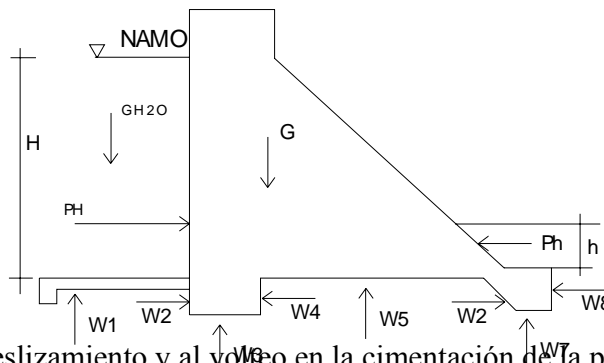
Los delantales cuentan generalmente con un dentellón al inicio de éste, que puede ser de arcilla o de limo con una profundidad menor a 3 m.



Cálculo de la subpresión en el subsuelo terroso en obras de concreto



Cálculo de la estabilidad al deslizamiento y volteo en presas de gravedad en suelo terroso



Para el cálculo al deslizamiento y al volteo en la cimentación de la presa se recomienda calcular los esfuerzos y fuerzas que actúan en la sección de la presa

$$P_H = \gamma_{H_2O} \frac{H^2}{2} B \text{ sec}$$

$$P_h = \gamma_{H_2O} \frac{h^2}{2} B \text{ sec}$$

$$B \text{ sec} = 1m$$

$$W_i = (h_{w_i} + h_{w_{i+1}}) 0.5 h_i \gamma_{H_2O} B \text{ sec}$$

Esfuerzo debido a peso propio

$$G \text{ concreto} = A \text{ transversal} \times \gamma \text{ concreto} \times B \text{ sec}$$

Esfuerzo sobre el delantal

$$G_{H_2O} = A_{H_2O} \gamma_{H_2O} B_{sec}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento

$$k_c = \frac{\sum N \tan \phi + C B B_{sec}}{\sum P} = 1.3 \pm 10\%$$

$\sum N$ – suma de fuerzas normales al plano de referencia

$\sum P$ – suma de fuerzas horizontales al plano de referencia

c – cohesión ideal con respecto a 1 m² en kg/cm²

DUROS	Arcilla	0.6 – 1.0
	Limo	0.4 – 0.6
	Limo – arcilla	0.15 – 0.2
PLÁSTICOS	Arcilla	0.1 – 0.4
	Limo	0.1 – 0.25
	Limo – arcilla	0.02 – 0.1
CONSITENTES	Arcilla	0.08
	Limo	0.05
	Limo – arcilla	0.00

$\tan \phi$ – ángulo de fricción interno del subsuelo

B – ancho de la obra con respecto al plano de referencia

B_{sec} – 1 m

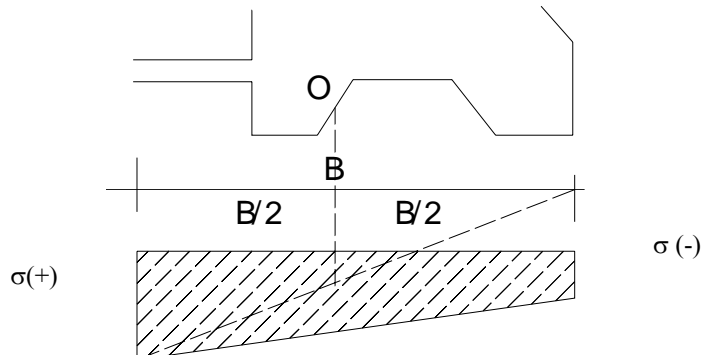
Coefficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

Materia	Coefficiente de seguridad contra deslizamiento.	Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere, fs.	Coefficiente por rozamiento y corte, CRC.
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1-1.5	4
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5	–
Concreto sobre arena	0.3	2.5	–
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5	–
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*	–

Cálculo del esfuerzo normal al subsuelo

$$\sigma = \frac{\sum N}{B B_{sec}} \pm \frac{6 \sum M_0}{B_{sec} B^2}$$

$\sum M_0$ – suma de momentos con respecto al punto de referencia 0



Longitud del tanque amortiguador y dissipador de energía aguas abajo en presas tipo gravedad en suelo terroso

Longitud del tanque:

Sin dissipador $l_t = (1 \text{ a } 1.25) l_s$

Con dissipador $l_t = (0.75 \text{ a } 0.8) l_s$

h_2 – altura después del salto hidráulico

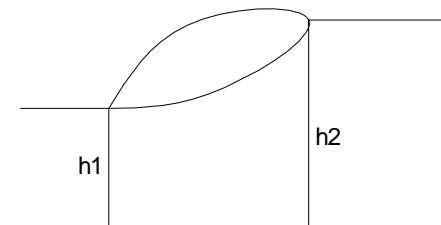
h_1 o h_c – altura antes del salto hidráulico

l_s – longitud del salto hidráulico

$l_s = 2.5 (1.9 h_2 - h_1)$

h_{cr} – tirante crítico

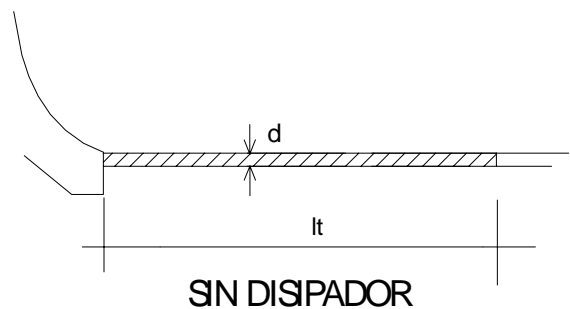
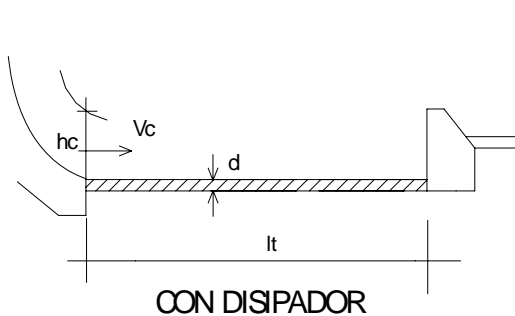
$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$



Ecuación del salto hidráulico

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_2} \right)^3} - 1$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_1} \right)^3} - 1$$



El grueso de la placa en el tanque se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$D = 0.15V_c\sqrt{h_c}$$

Donde:

h_c – tirante en la salida del flujo del vertedor

$h_c = 1$

V_c – velocidad de salida del flujo en el vertedor

Se recomienda que en presas menores a 15 m no se utilice disipador, ya que no es necesario.

Paredes de contención en canales de vertido en presas derivadoras

Este tipo de paredes se utilizan en suelos no rocosos y generalmente son de concreto, o concreto armado, se cuenta con tres tipos de acuerdo con las características del suelo.

