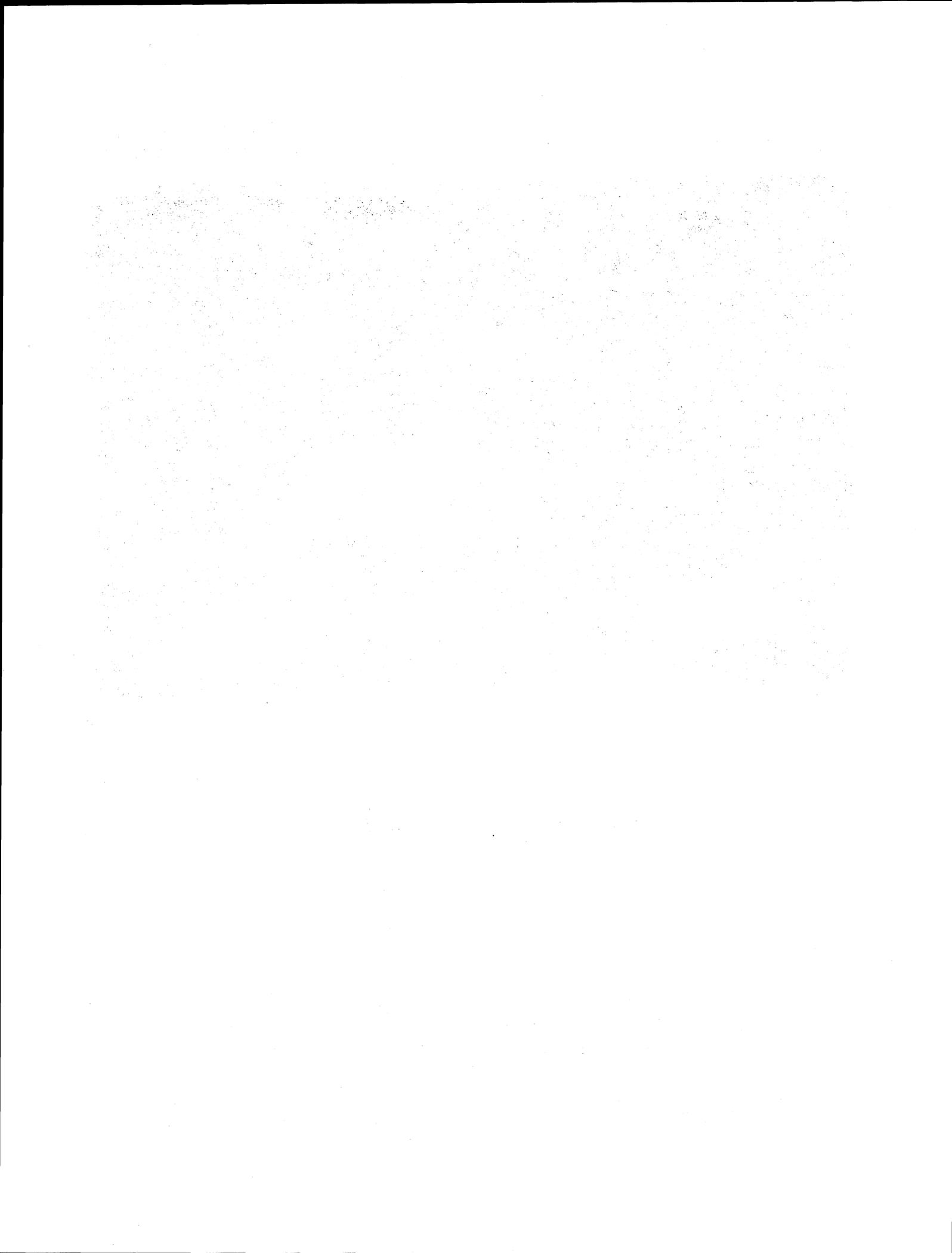


PRESAS DERIVADORAS

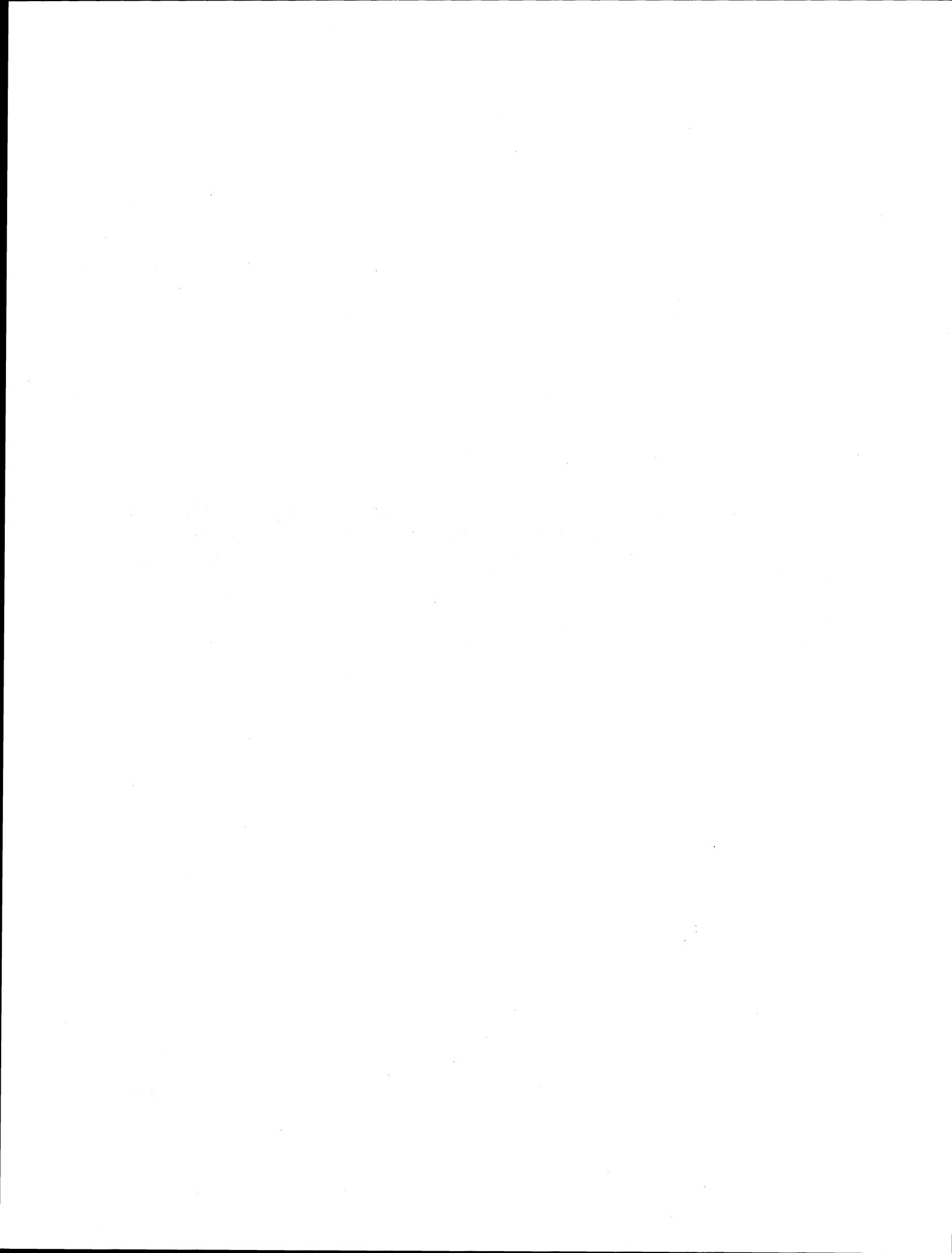
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA HIDRAULICA



PRESENTACIÓN

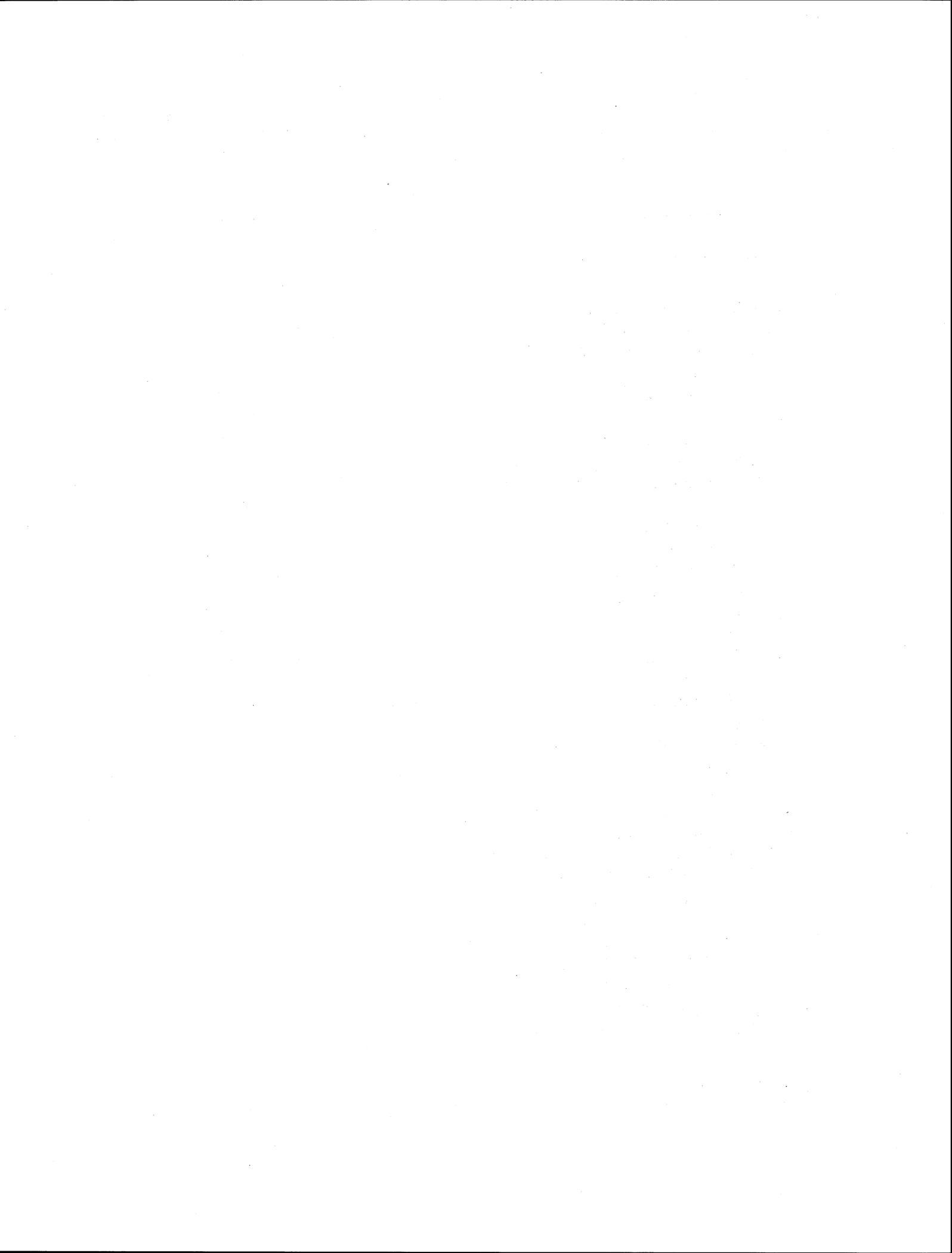
La Facultad de Ingeniería ha decidido realizar una serie de ediciones provisionales de obras recientemente elaboradas por académicos de la institución, como material de apoyo para sus clases, de manera que puedan ser aprovechadas de inmediato por alumnos y profesores. Tal es el caso de los apuntes *Presas derivadoras*, del Ing. Héctor García Gutiérrez.

Se invita a los estudiantes y profesores a que comuniquen a los autores las observaciones y sugerencias que mejoren el contenido de la obra, con el fin de que se incorporen en una futura edición definitiva.

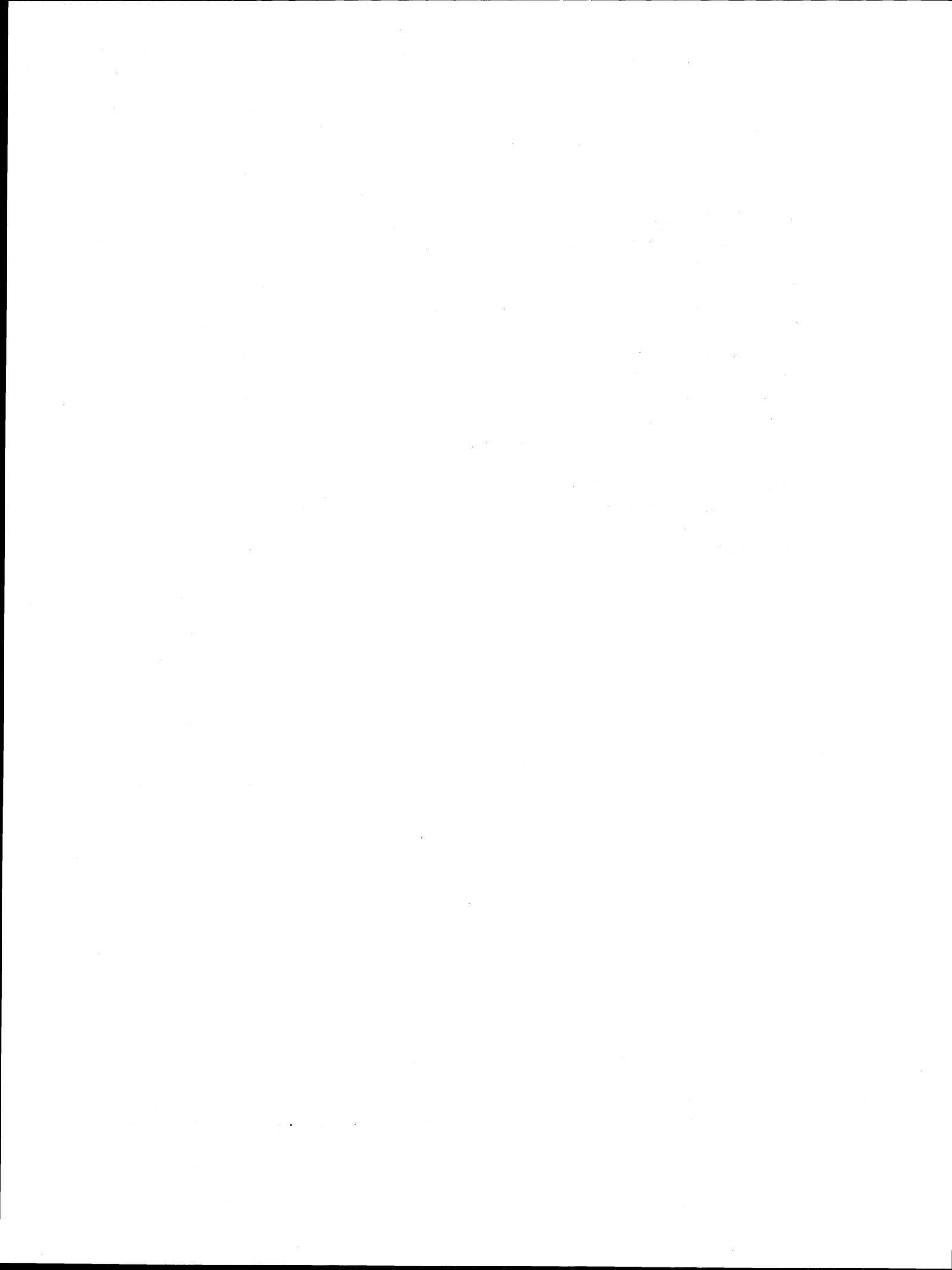


INDICE

| PRESAS DERIVADORAS | PÁGINA |
|--|--------|
| 1.- OBJETIVO Y ESTRUCTURAS | 1 |
| 2.- LOCALIZACIÓN | 1 |
| 3.- PRESA O DIQUE VERTEDOR | 3 |
| 4.- CANAL DESARENADOR | 5 |
| 5.- OBRA DE TOMA O BOCA TOMA | 9 |
| 6.- DISEÑO HIDRÁULICO | 13 |
| 6.1.- Obra de toma o bocatoma | 13 |
| 6.2.- Canal desarenador | 14 |
| 6.3.- Dique o cimacio vertedor | 14 |
| 6.4.- Análisis hidráulico del dique vertedor | 15 |
| 6.5.- Análisis hidráulico de la estructura disipadora de energía | 17 |
| 6.5.1.- Tanque amortiguador | 18 |
| 6.5.2.- Estructuras deflectoras | 19 |
| 7.- FILTRACIONES | 22 |
| 8.- DISEÑO ESTRUCTURAL | 26 |
| 8.1.- Cimacio vertedor tipo gravedad | 26 |
| 8.2.- Hipótesis para el análisis | 26 |
| 8.3.- Solicitaciones | 26 |
| 8.4.- Condiciones de carga | 27 |
| 8.5.- Magnitud de las fuerzas | 27 |
| 8.5.1.- Presión hidrostática | 27 |
| 8.5.2.- Subpresión | 29 |
| 8.5.3.- Empuje de sedimentos | 30 |
| 8.5.4.- Peso propio | 31 |
| 8.5.5.- Fuerza dinámica por sismo | 32 |
| 8.5.6.- Peso del agua sobre el paramento aguas abajo | 32 |
| 8.5.7.- Presión negativa en el cimacio | 32 |
| 8.5.8.- Fuerza de fricción del agua en el paramento aguas abajo | 32 |
| 8.6 CONDICIONES DE ESTABILIDAD | 33 |
| 8.6.1.- Primera condición (Volteamiento) | 33 |
| 8.6.2.- Segunda condición (Deslizamiento) | 33 |
| 8.6.3.- Tercera condición (Esfuerzos en los materiales) | 35 |
| 9.- DETALLES ESTRUCTURALES | 37 |
| 10.- PRESAS DE ENROCAMIENTO | 37 |
| 10.1.- Tamaño del enrocamiento | 38 |
| 10.2.- Gasto de descarga en presas de enrocamiento | 39 |



| | PÁGINA |
|--|--------|
| 11.- EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA | 40 |
| 11.1.- Características del canal de conducción | 40 |
| 11.2.- Obra de toma | 41 |
| 11.2.1.-Número de orificios | 41 |
| 11.2.2.- Desnivel necesario para proporcionar el gasto de diseño | 41 |
| 11.3.- Canal desarenador | 41 |
| 11.3.1.- Ancho de la plantilla del canal | 42 |
| 11.3.2.- Pendiente del canal desarenador | 42 |
| 11.4.- Cimacio vertedor | 44 |
| 11.4.1 Geometría del Cimacio | 44 |
| 11.4.2.- Geometría de la estructura lanzadora del chorro | 45 |
| 11.5 Análisis de estabilidad | 45 |
| 11.5.1.- Fuerzas que actúan sobre el cimacio | 45 |
| 11.5.2.- Revisión por volteamiento | 46 |
| 11.5.3.- Revisión por deslizamiento | 46 |
| 11.5.4.- Revisión de esfuerzos normales | 47 |



"Nada es mejor que el agua. Aplaca, refresca, limpia, alivia, fortalece, ayuda. Sube, baja, descansa, corre. Es sólida, líquida y gaseosa. Mata y resucita según el caso. Todo lo hace, todo lo puede. Es verdad. Pero también es mentira".

Pindaro, poeta griego (522 - 438 a.c.)

PRESAS DERIVADORAS

I.- OBJETIVO Y ESTRUCTURAS

Una presa derivadora es una obra de captación de aguas corrientes superficiales y consiste en una construcción permanente en forma de dique vertedor que es interpuesto a todo lo ancho del cauce de un río o arroyo, con objeto de remansar sus aguas y poderlas extraer por gravedad por alguna de las márgenes o por ambas.

Las principales estructuras que constituyen una presa derivadora son la presa o dique vertedor, la obra de toma o bocatoma y el canal desarenador.

2.- LOCALIZACIÓN

La localización de una presa derivadora está definida primordialmente por la topografía del cauce, así como de la conducción, que definen a su vez las alternativas económicas de las obras.

3.- PRESA O DIQUE VERTEDOR

La presa o dique es una estructura que se coloca atravesada en el lecho del río, como obstáculo al flujo del mismo y la función fundamental es represar el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el agua por la bocatoma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcialmente o totalmente en su longitud.

Para desplantar una presa derivadora, cualquier tipo de material de cimentación es adecuado. Por lo general pocos sitios para presas derivadoras permiten construirlas sobre una cimentación rocosa. La mayoría de las presas derivadoras son cimentadas sobre el material de aluvión del río, el cual es permeable o semipermeable.

Si la cimentación es resistente y no erosionable, se diseñará un cimacio vertedor de materiales rígidos como concreto o mampostería, el que requiere en su pie una estructura disipadora de energía. Si la cimentación está constituida por materiales sueltos como el aluvión se recomienda diseñar un dique vertedor de materiales flexibles, tales como enrocamiento; un tipo común que se construye es la presa tipo "indio".

La presa tipo "indio" está formada por una membrana impermeable consistente en un muro vertical de concreto desplantado sobre el material aluvial, respaldado aguas arriba y aguas abajo por enrocamiento colocado y acomodado.

Se recomienda que el talud del enrocamiento de aguas abajo tome valores de 10:1 a 15:1, la superficie superior se protege con un entramado de trabes de concreto simple, paralelas y transversales al cauce para evitar que al paso de las avenidas el material de enrocamiento sea arrastrado hacia aguas abajo. El enrocamiento de aguas arriba tendrá talud comprendido entre 3:1 a 8:1.

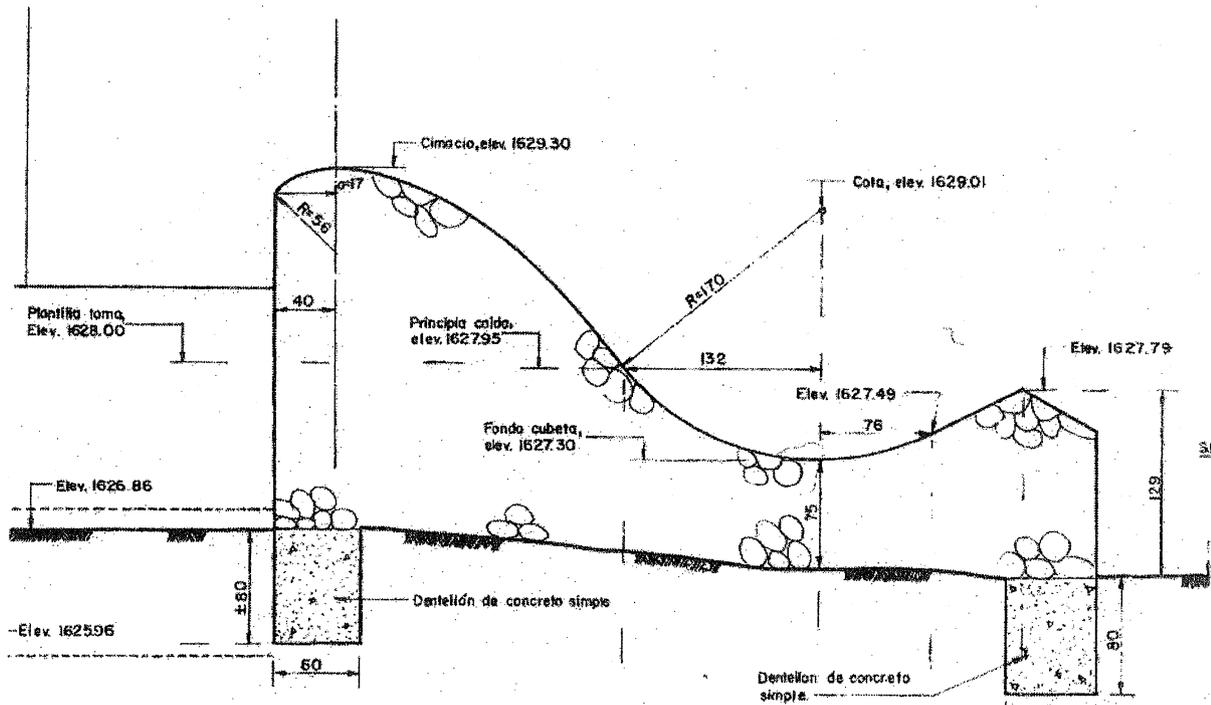


FIGURA 2.- PRESA DERIVADORA DE MATERIALES RÍGIDOS[Ⓢ]

El contacto del enrocamiento y el material de cimentación se hace mediante un filtro de grava o rezaga de 50 cm de espesor, que descarga en una trinchera de enrocamiento localizada al final del paramento de aguas abajo de la presa.

A veces se usan pilotes para soportar a las presas derivadoras tipo gravedad, cuando son construidas sobre una cimentación de material inestable. Este tipo de construcción permite una mínima protección contra la socavación aguas abajo de la estructura, y es un factor que evita la falla de la presa.

[Ⓢ] Proyecto "San Miguel" Mpio. De Villa Hidalgo, Dgo. Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos "Presas Derivadoras".

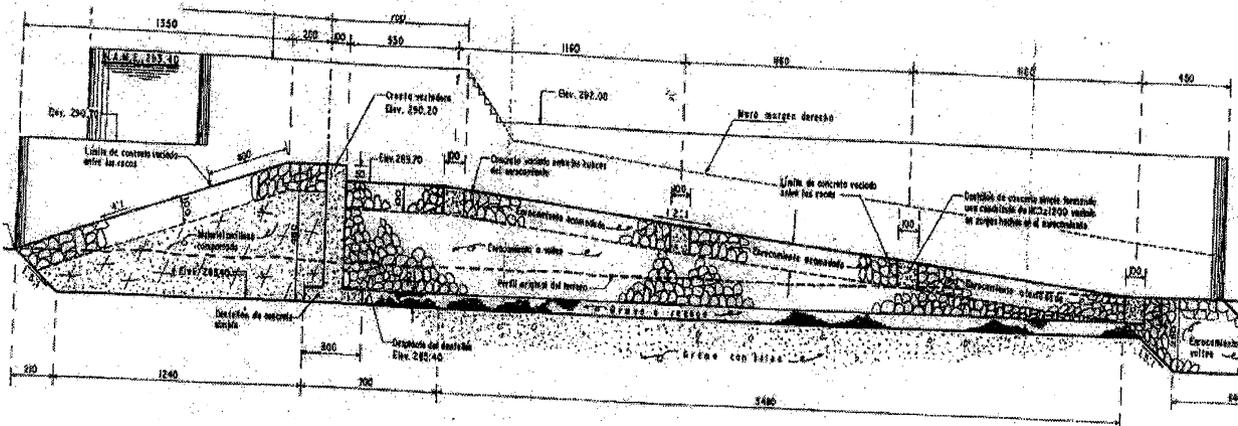


FIGURA 3.- PRESA DERIVADORA DE MATERIALES SUELTOS[⊕]

4.- CANAL DESARENADOR

La toma se hará a partir de un canal desarenador con un trazo perpendicular al eje de éste el que quedará alojado hacia la(s) margen(es) en la que se efectuó la derivación.

Su eje será paralelo al cauce del río o arroyo y normal al eje de la presa. Tendrá pendiente longitudinal y sección adecuada; construido de materiales rígidos, con plantilla horizontal en cualquier sección transversal y muros verticales, con ancho de plantilla constante en toda su longitud.

El control se hará mediante una o dos compuertas generalmente de tipo radial, situadas aproximadamente en la dirección del eje de la presa. El canal desarenador empezará aguas arriba de la presa a una distancia tal que permita alojar en él, los orificios de la obra de toma en un tramo recto; hacia aguas abajo se prolongará lo necesario para garantizar su funcionamiento evitando erosionar el material del cauce.

⊕ Proyecto "Las Trancas" Mpio Ixtlahuacan, Colima. Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos "Presas Derivadoras"

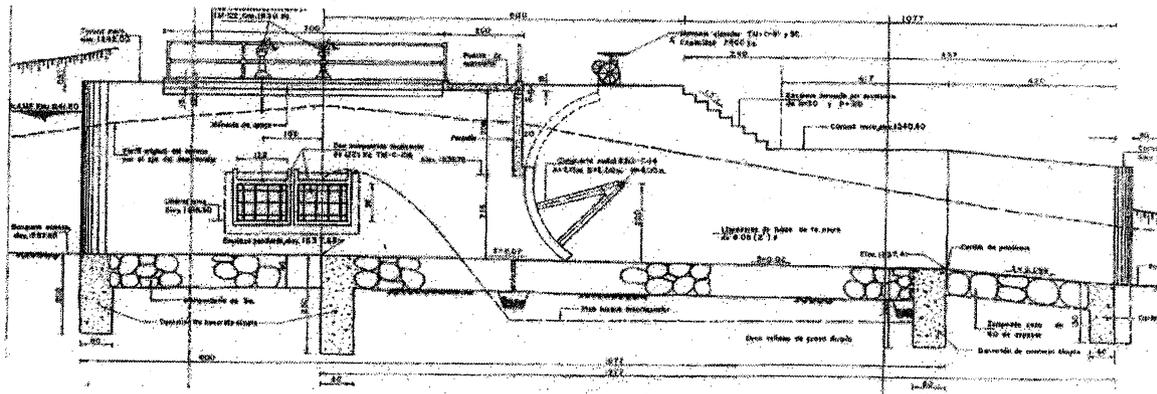


FIGURA 4.- CANAL DESARENADOR Y OBRA DE TOMA

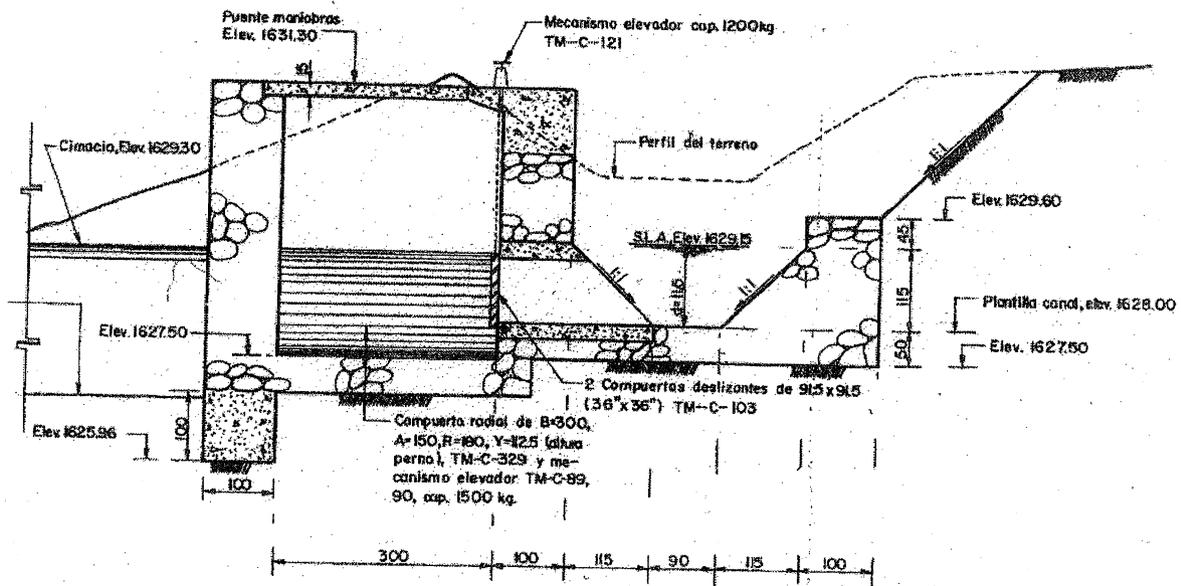
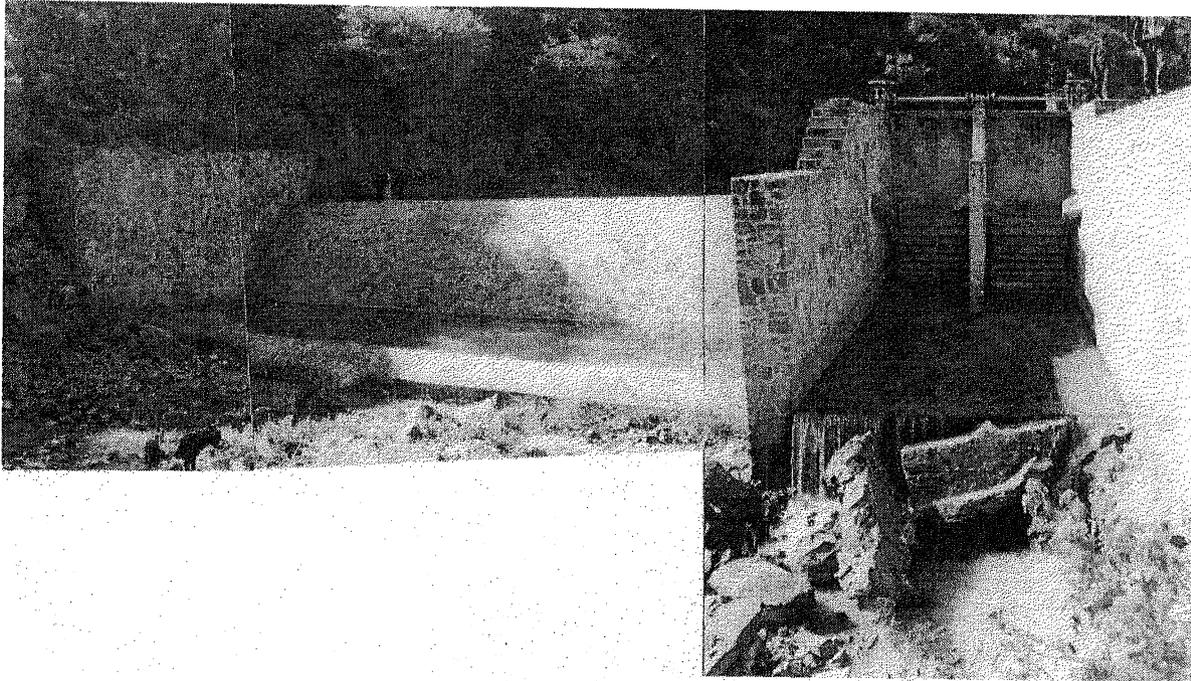


FIGURA 5.- CORTE TRANSVERSAL DE LA OBRA DE TOMA[Ⓢ]

[Ⓢ] Proyecto "San Miguel" Mpio. De Villa Hidalgo, Dgo. Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos "Presas Derivadoras".



**FIGURA 6.- PRESA DERIVADORA Y DESCARGA DEL CANAL
DESARENADOR[⊕]**

[⊕] Presa Derivadora Tepetitlán Mpio. De San Felipe del Progreso, Méx.

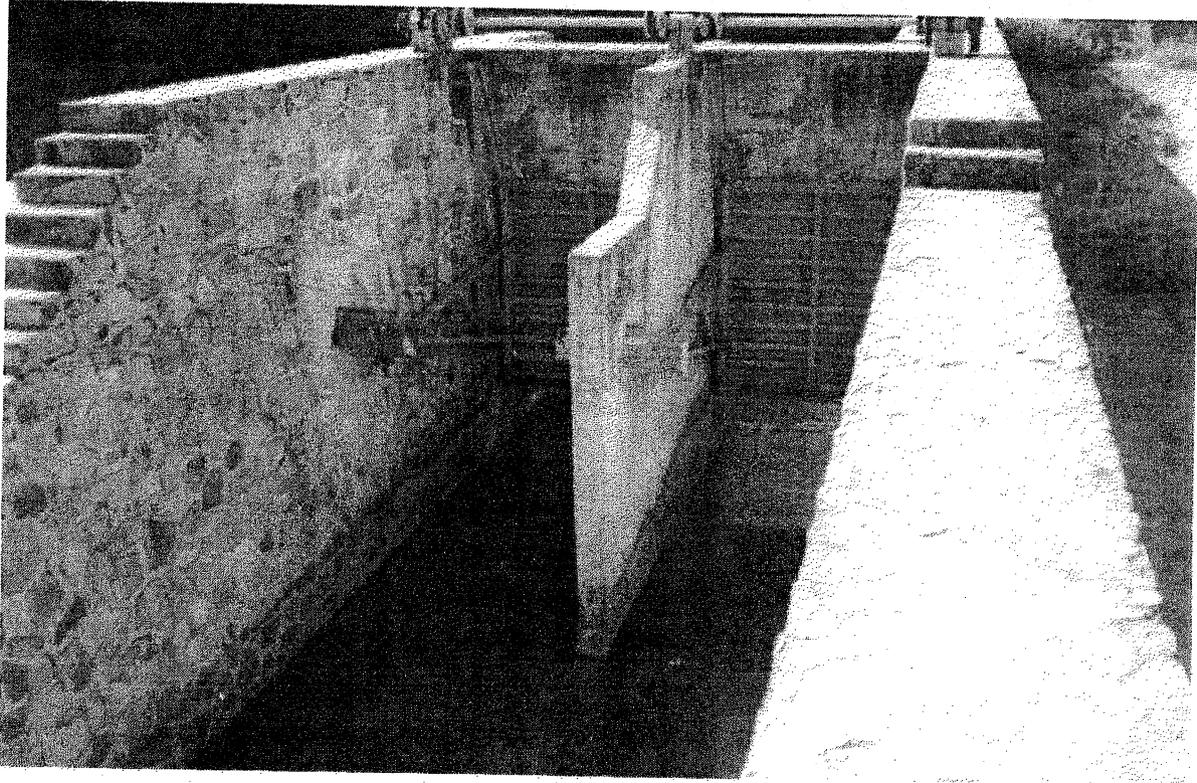


FIGURA 7.- COMPUERTAS RADIALES DEL CANAL DESARENADOR[⊕]

VISTA DESDE AGUAS ARRIBA

[⊕] Presa Derivadora Tepetitlán Mpio. De San Felipe del Progreso, Méx.

5.- OBRA DE TOMA O BOCATOMA

Con la estructura de toma se busca extraer agua del embalse de una presa de derivación cuya capacidad de almacenamiento no existe o no es importante para efectos de regulación.

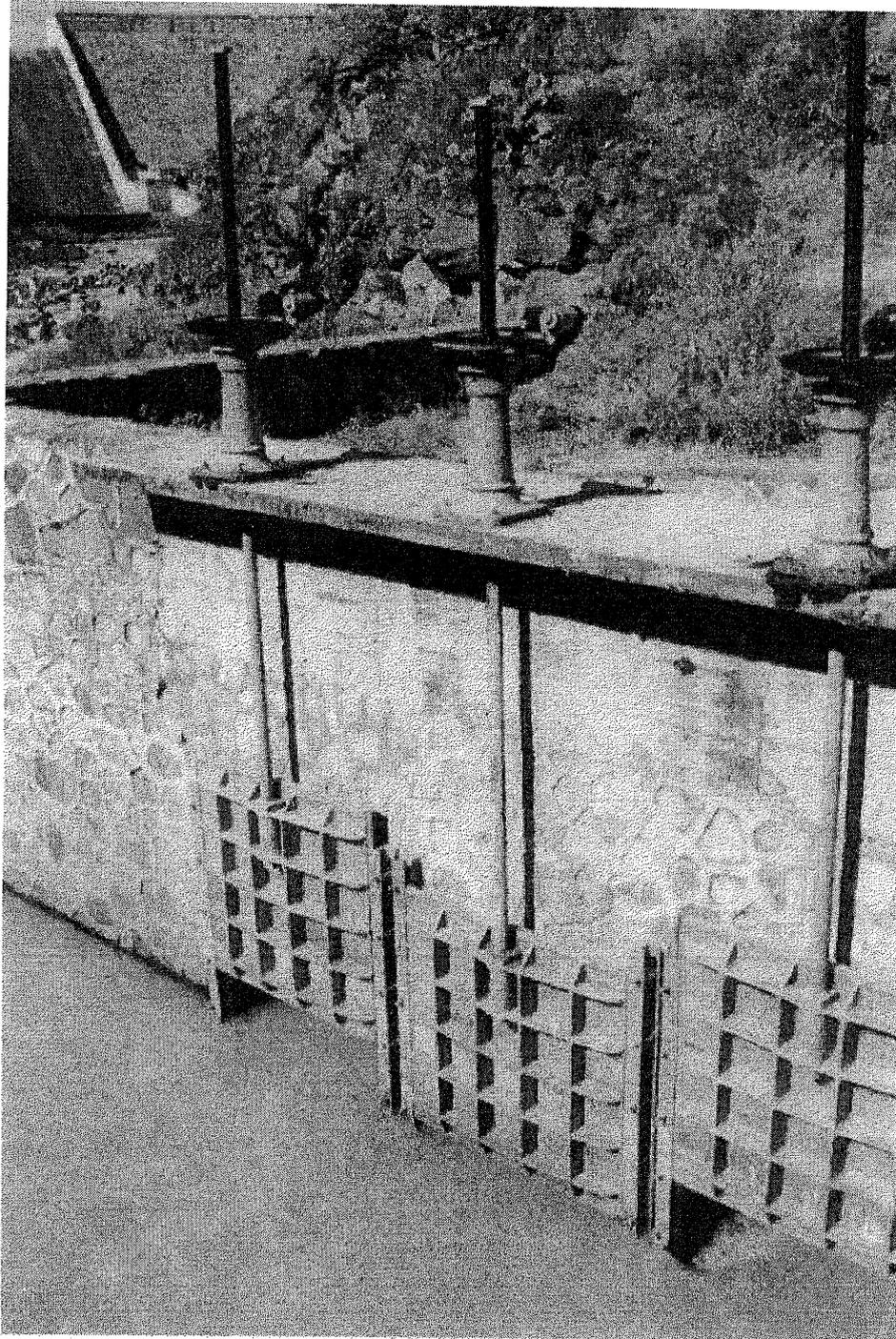
Debido a esta circunstancia las estructuras de la obra de toma se construyen para una de las condiciones siguientes:

- a) Con el mismo régimen del escurrimiento, si aguas arriba está construida una presa de almacenamiento cuyas extracciones corresponden a cierto régimen preestablecido.
- b) Con un gasto más o menos constante que puede corresponder al mínimo del escurrimiento, cuando la presa derivadora se construye en un río virgen sin regulación aguas arriba.

Por consiguiente, estas obras de toma son estructuras de superficie, que generalmente se localizan en uno o ambos extremos de la presa y cuyas elevaciones se escogen de manera que dominen por gravedad la zona de aprovechamiento, y que, además sus diferentes partes no sean dañadas por el agua en caso de avenidas.

Por otra parte, en vista de que el agua que escurre por el lecho del río lleva consigo grandes cantidades de gravas y arenas, como arrastre de fondo, se debe considerar la construcción de algún dispositivo desarenador con el fin de eliminar tales arrastres, antes de que el agua pase por la toma y, posteriormente al sistema de conducción y zona de aprovechamiento.

Teniendo en cuenta que el agua que escurre con frecuencia lleva consigo sólidos flotantes que pueden provocar molestias y conflictos en la operación del sistema de conducción, es conveniente prever, en tales casos, la instalación de rejillas.



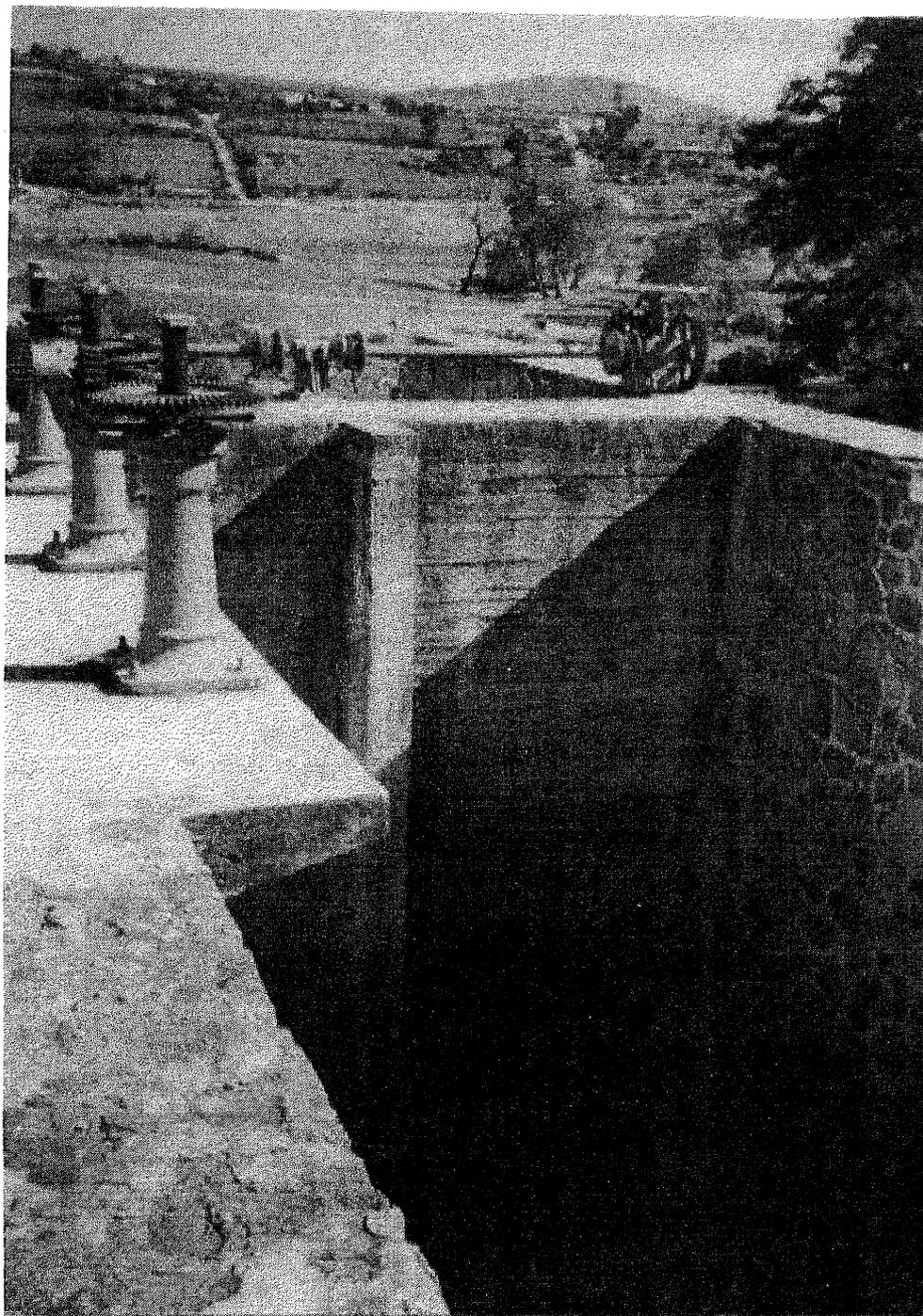
**FIGURA 9.- COMPUERTAS DESLIZANTES
DE LA OBRA DE TOMA[⊕]**

[⊕] Presa Derivadora Tepetitlán Mpio. De San Felipe del Progreso, Méx.



**FIGURA 10.- MECANISMOS DE OPERACIONES DE LAS
COMPUERTAS DESLIZANTES DE LA OBRA DE TOMA Y CANAL
DE CONDUCCIÓN[⊕]**

[⊕] Presa Derivadora Tepetitlán Mpio. De San Felipe del Progreso, Méx.



**FIGURA 11.- MECANISMOS DE LA OPERACIÓN DE LAS COMPUERTAS
DE LA OBRA DE TOMA[⊕]**

[⊕] Presa Derivadora Tepetitlán Mpio. De San Felipe del Progreso, Méx.

6.- DISEÑO HIDRAULICO

6.1.- Obra de toma o bocatoma

El diseño hidráulico de las obras de toma en presas derivadoras se debe efectuar en conjunto con el de la propia presa ya que las características de ambas se relacionan íntimamente y dependen de las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas del sitio, así como de las condiciones de funcionamiento hidráulico.

La captación se hará perpendicular al canal desarenador, mediante una obra de toma, constituida por una, dos o más compuertas alojadas en el muro exterior del canal desarenador. Si son compuertas deslizantes, la toma se hará por medio de orificios, que conviene que trabajen ahogados. La salida será el principio del canal de conducción; los orificios se situarán agua arriba de la compuerta radial del canal desarenador quedando el más próximo a ella, a una distancia mínima de 1.50 m.

En general todas las compuertas de la bocatoma serán iguales y se sitúan a la misma elevación; quedando separadas una de la otra, lo necesario para permitir su instalación cómoda. El umbral de los orificios debe quedar a la misma cota de la plantilla del canal de conducción en su inicio y estarán a 1.20 o 1.50 m sobre la plantilla del canal desarenador para dejar espacio para el depósito de arenas, ocasionalmente puede ser menor dependiendo de la cantidad de sólidos que aporte la corriente.

El agua en los orificios debe alcanzar una velocidad poco mayor a la del canal desarenador estando la compuerta radial cerrada, y casi igual que la del agua en el canal de conducción, con el objeto de no levantar las arenas depositadas y evitar que éstas se introduzcan en los orificios. Se recomienda que la magnitud de la velocidad oscile entre 0.70 y 0.90 m/s.

Los orificios trabajan bajo una carga igual al desnivel existente entre la elevación del agua en el canal de conducción para el gasto de diseño, y la elevación del agua en el canal desarenador.

La descarga de los orificios está dada por la expresión $Q = CA_o \sqrt{2gh}$;

Donde C: es el coeficiente de gasto (adimensional)

Ao: es el área del orificio en (m²)

h: es desnivel con el cual trabaja el orificio, en (m).

La plataforma donde se instalan los mecanismos elevadores de las compuertas estarán a una elevación 50 cm mas arriba de la máxima altura que alcanzará el agua para la avenida de diseño del dique vertedor (NAME.)

6.2 Canal desarenador

La velocidad del agua en el desarenador durante la operación de la toma, debe ser menor o igual a la del agua en el río; se recomienda una velocidad del orden de 0.60 m/s o menor, que permita la decantación de las arenas.

Durante el desarene se cerrarán las compuertas de la toma y se abrirá la (s) radial (es) que controla(n) el canal desarenador y con gasto igual al de diseño de la toma se debe producir una velocidad suficiente para que las arenas depositadas sean arrastradas.

Se considera que la velocidad debe estar comprendida entre 1.5 y 3.0 m/s para que sea capaz de arrastrar a las arenas, pero no debe causar daños a la estructura y socavar la zona de descarga. Esta velocidad se logra dando a la plantilla del canal desarenador la pendiente adecuada.

6.3 Dique o cimacio vertedor.

En los diseños de estructuras hidráulicas, para aprovechar corrientes superficiales, es importante conocer el valor de la avenida máxima de diseño, porque de la magnitud de ella, dependerá el tamaño y tipo de estructura que se adopte para su control, así como las medidas que se deben tomar para proteger los intereses humanos o socioeconómicos que pudieran resultar afectados con la obra ya en funcionamiento.

La selección del gasto de diseño esta regida por consideraciones económicas. Para el diseño de presas derivadoras sobre una cimentación arenosa, el gasto de descarga por metro lineal de cresta está limitado por el costo de protección contra la erosión aguas abajo.

La descarga por metro lineal de cresta puede estar limitada por la elevación de la superficie del embalse creado. La máxima elevación depende de la localización de las vías férreas, carreteras, construcciones y otras propiedades. Es necesario conocer la curva de gastos del río aguas abajo de la presa para tomarla en cuenta en el diseño de la estructura disipadora de energía.

Se recomienda aceptar la magnitud de la avenida de diseño para una frecuencia en años de 50 a 100, en algunas presas de derivación construidas con materiales rígidos sobre cimentación firme y no erosionable, puede permitirse que los muros sean rebasados algunas veces sin que se presenten graves consecuencias para el conjunto de estructuras.

6.4 Análisis hidráulico del dique vertedor

La expresión empleada para definir las características hidráulicas del muro vertedor tipo cimacio es la correspondiente a vertedores rectangulares de pared gruesa; $Q = CLH^{1.5}$, en la cual no se considera el efecto de velocidad de llegada, ni las contracciones laterales. Esto se debe al remanso del agua provocado por el cimacio y la gran amplitud de cresta vertedora hace que la velocidad del agua sea prácticamente muy pequeña. Las contracciones laterales se evitan, limitando al vertedor en sus extremos mediante muros verticales perpendiculares a la cresta vertedora de suficiente altura y longitud.

En la expresión anterior: Q es el gasto vertido en m^3/s ; C es el coeficiente de descarga en $m^{0.5}/s$; L es la longitud efectiva vertedora en m ; y H es la carga sobre la cresta vertedora en m .

El binomio longitud vertedora (L) y carga sobre el vertedor (H) se eligen considerando las características físicas del sitio seleccionado, los trabajos de excavaciones, altura de los muros de encauce y protección, costo total de la obra, etc.

Como es conocido para determinar el valor del coeficiente de descarga (C) se toman en cuenta los siguientes factores: La profundidad de llegada (P), la relación de la carga máxima sobre el vertedor a la carga de diseño del mismo, el talud del paramento aguas arriba del cimacio, la interferencia de la descarga producida por el remanso del río aguas abajo y de la sumergencia de la cresta vertedora.

Para definir la profundidad de llegada (P) en una presa derivadora, se deberá tomar en cuenta las características del material de arrastre de la corriente, en un principio tiene un valor determinado el cual se va reduciendo a medida que se deposita el material de acarreo (gravas, arenas) que transportan las avenidas. La altura de la mayoría de las presas derivadoras es reducida y ha sucedido que con las primeras avenidas después de construida la presa, la profundidad (P) se reduce a cero.

Por lo anterior y considerando que la avenida de diseño en la mayoría de los casos se determina por métodos hidrológicos indirectos, en el diseño de las presas derivadoras se ha adoptado un coeficiente de descarga (C) igual a 2.

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

El ahogamiento del vertedor hace disminuir el valor del coeficiente de descarga y el porcentaje de reducción se puede determinar mediante la gráfica de la página siguiente, la cual considera las posibles formas de escurrimiento aguas abajo del cimacio.

Es deseable que el funcionamiento hidráulico de los cimacios vertedores en presas derivadoras sean con descarga libre, sin posibilidades de ahogamiento y con salto hidráulico inmediatamente al pie del cimacio vertedor; 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 $C = 2$, no obstante lo anterior, cuando las presas derivadoras son de altura reducida 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.

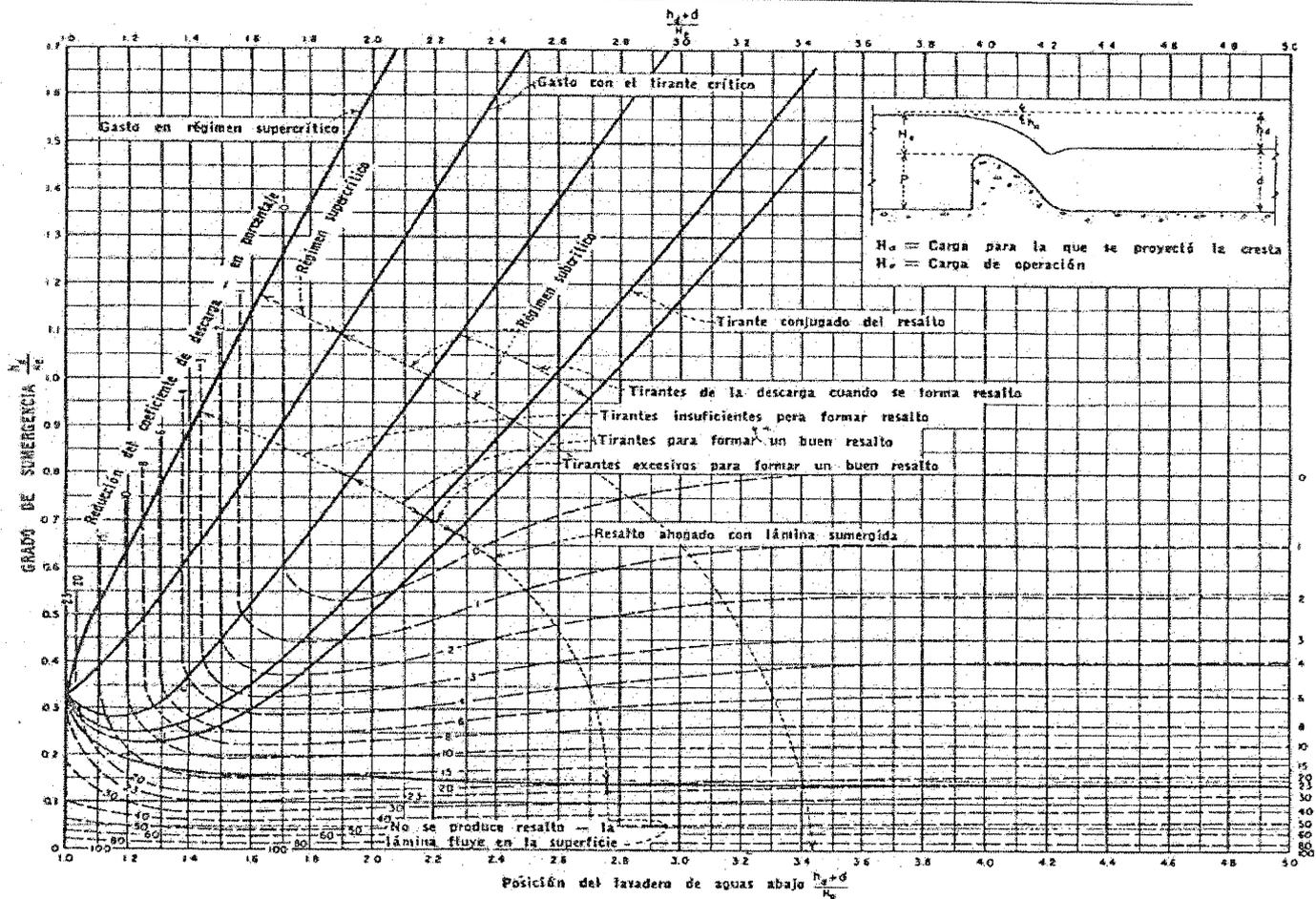
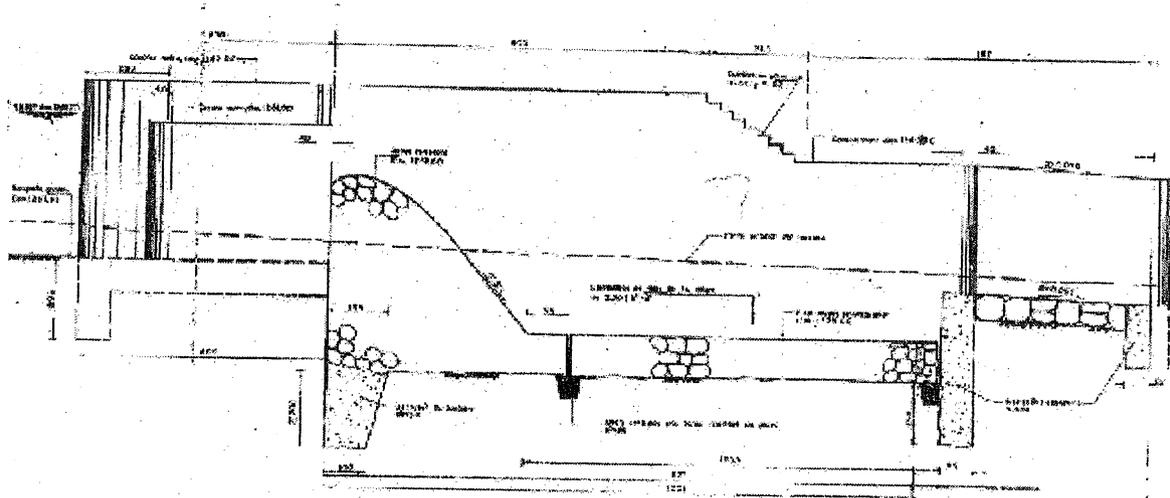


FIGURA 13.- EFECTO DEL NIVEL DEL PISO Y DE LA SUPERFICIE LIBRE AGUAS ABAJO, EN EL VERTIDO SOBRE EL CIMACIO.[®]

6.5 Análisis hidráulico de la estructura disipadora de energía

En la mayoría de las presas derivadoras es necesario diseñar un dispositivo adosado al cuerpo de la presa o formando parte de éste, con el objeto de disipar la energía cinética del agua para que no ocasione erosión en la estructura y socavación en el cauce que ponga en peligro la estabilidad de las estructuras que conforman la presa derivadora.

[®] Tomada de: "Diseño de Presas Pequeñas" U.S.B.R.



**FIGURA 14.- PRESA DERIVADORA DE MATERIALES RÍGIDOS
CON TANQUE AMORTIGUADOR**

6.5.1 Tanque amortiguador

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

Para determinar la elevación de la plantilla del tanque amortiguador con gasto de diseño, es deseable que la superficie libre del agua en el tanque y en el cauce del río inmediatamente después de dicho tanque, sean iguales.

La longitud del tanque amortiguador, se define mediante experiencias de varios investigadores, como las presentadas en las publicaciones del U.S. Bureau of Reclamation.

En ocasiones la longitud determinada por las características hidráulicas se aumenta en caso necesario para tener más desarrollo de filtración de agua por debajo de la presa.

El U.S. Bureau of Reclamation, ha publicado sus experiencias sobre el funcionamiento hidráulico de los tanques amortiguadores, como medio para disipar la energía del agua en las descargas, ya sea de vertedores u obras de toma.

6.5.2 Estructuras deflectoras

Cuando el sitio donde se pretende construir la presa derivadora es competente en cuanto a resistencia e impermeabilidad, la descarga del agua se controla mediante estructuras deflectoras construidas al pie de la presa. El objetivo de éstos dispositivos es alejar de la estructura el agua de descarga, hasta un sitio en el que sus efectos, como la erosión y socavación, no sean de peligro para la estabilidad de la presa.

Los tipos de deflectores empleados con más frecuencia en el país son los llamados: trampolines sumergidos y trampolines libres, cuya forma y efectividad ha sido estudiada y ha permitido obtener ciertas relaciones geométricas para aplicarlas en el diseño de otros casos, basándose en las leyes de semejanza.

a) Trampolín sumergido

Se utiliza cuando las condiciones geológicas del sitio son favorables, y es apropiado cuando los tirantes en el cauce resultan ser grandes, en estas condiciones el salto hidráulico es poco efectivo.

Dentro de este tipo de trampolín, se distinguen fundamentalmente dos clases: los lisos y los estriados o dentados, con igual principio de funcionamiento. Siendo el trampolín estriado el más efectivo.

El diseño del trampolín sumergido se reduce a determinar el radio mínimo recomendado para su parte curva y en verificar que los tirantes que se presenten en el río para diferentes valores de avenida, posibilitan un funcionamiento correcto. Para su diseño consultar el libro "**Diseño de Presas Pequeñas**" del U:S: Bureau of Reclamation.

b) Trampolín libre (salto de sky)

Cuando el terreno es muy resistente y la presa es más o menos alta y los tirantes en el río no resultan ser muy grandes, se recomienda entonces su empleo.

La disipación de la energía que se consigue, se debe a la turbulencia e inclusión de aire; logrando alejar su caída del pie de la presa, de tal manera que su efecto debido al impacto en el cauce no sea de peligro para la presa.

c) Disipador Tipo Tenaxco

En la Dirección General de Obras Hidráulicas para el desarrollo rural, se ensayó y se ha empleado un tipo de disipador que se conoce con el nombre de deflector Tipo Tenaxco; el cual consiste fundamentalmente en una cubeta amortiguadora con fondo curvo de cierta profundidad; Este tipo de deflector trabaja ahogado debiendo quedar su nariz a una elevación igual a la superficie del agua en el río.

Económicamente compite con un tanque amortiguador pero se recomienda hacer un estudio comparativo para definir su empleo.

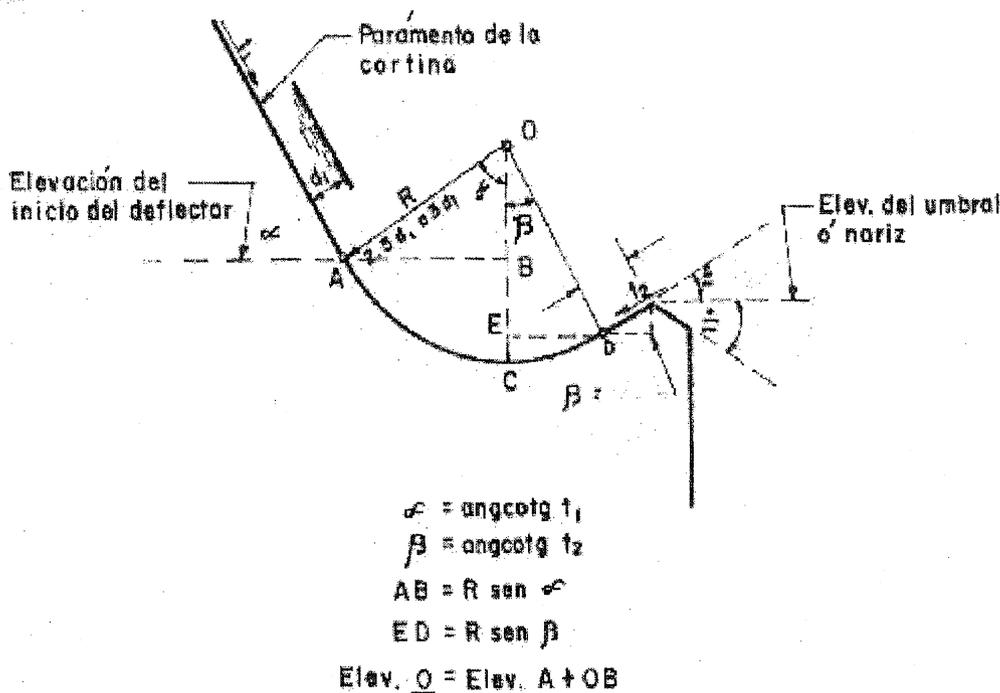


FIGURA 15.- GEOMETRÍA DEL SALTO DE SKY®

⊗ Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos " Presas de Derivación".

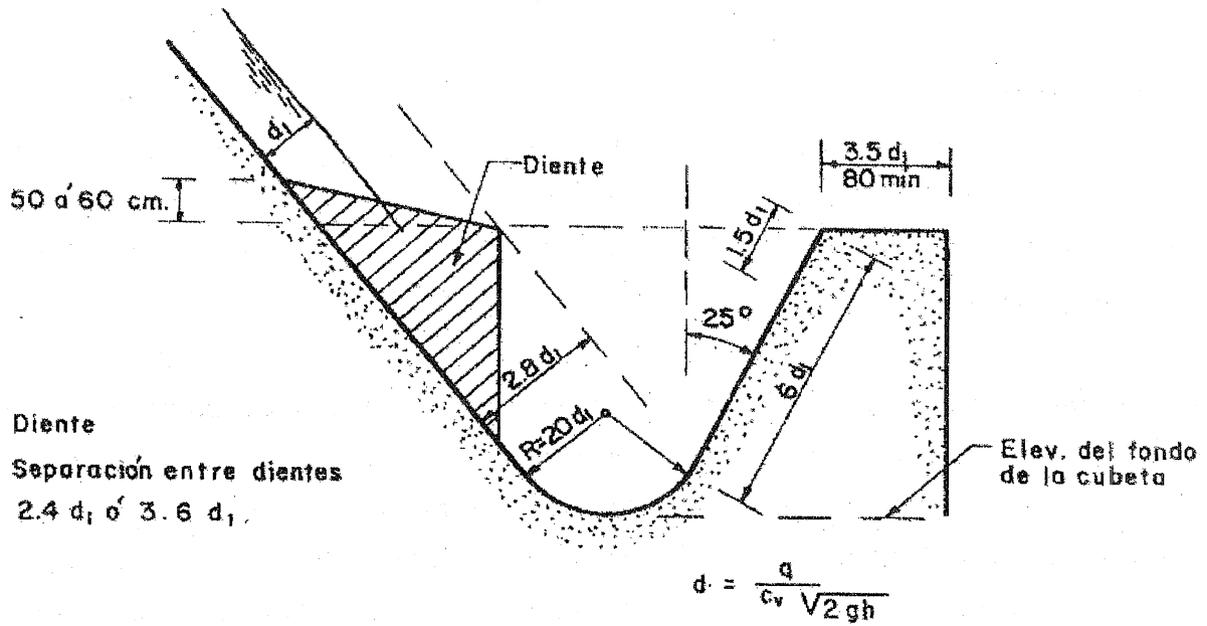


FIGURA 16.- DEFLECTOR TIPO TENAXCO[®]

[®] Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos " Presas de Derivación".

7.- FILTRACIONES

La mayoría de las presas derivadoras tanto rígidas como flexibles están cimentadas sobre mantos permeables que constituyen el lecho del río (cantos rodados, gravas, arenas). Las presas derivadoras por lo general son de poca altura originando esfuerzos reducidos en la cimentación, que pueden ser tomados por los materiales del lecho del río; por lo que no es necesario desplantarla hasta encontrar roca sana.

Las filtraciones por abajo del cuerpo de la presa dependen fundamentalmente de la carga hidráulica y de las características físicas del material de cimentación. Cuando la velocidad de filtración del agua es suficiente para lavar o transportar el material fino de la cimentación; se origina el fenómeno de tubificación, el cual puede producir asentamientos y afectar seriamente la estabilidad de la presa. Por lo anterior las presas cimentadas sobre materiales permeables deben ser diseñadas con recorrido de filtración suficiente, con el fin de que el agua de filtración adquiera siempre velocidades bajas, para evitar cualquier posibilidad de tubificación.

Es necesario verificar el gasto de filtración, para conocer si afecta o no al gasto que se pretende derivar. El gasto de filtración se calcula empleando la ecuación de Darcy.

$$Q = k i A$$

Donde:

- Q: Gasto de agua de filtración en (m³/s)
- k: Coeficiente de permeabilidad del material de cimentación, en (m/s)
- i: Gradiente hidráulico (H/L)
- H: Carga hidráulica, en (m de columna de agua)
- L: Longitud de recorrido de filtración, en (m)
- A: Area bruta de la cimentación a través de la cual se produce la filtración, en (m²)

En la tabla de la página 25 se muestran los rangos del valor del coeficiente de permeabilidad para varios tipos de suelo.

Para incrementar el recorrido de filtración en las presas derivadoras se emplean dentellones; ya sea de concreto o de arcilla, delantales y tapetes de arcilla compactada o mampostería. Con un sistema de lloraderos se consigue teóricamente reducir el recorrido de filtración.

La magnitud de la fuerza de subpresión que originan las filtraciones en una presa derivadora, se puede calcular mediante las redes de flujo establecidas por la mecánica de suelos. Sin embargo, en la mayoría de los casos no se dispone de datos relativos al coeficiente de permeabilidad de los materiales de la cimentación y por otra parte un estudio riguroso para obtener las características del material de cimentación no se justifica desde el punto de vista económico para este tipo de estructuras.

Para el análisis del recorrido de filtración y subpresiones en presas derivadoras, se han adoptado dos procedimientos empíricos que llevan el nombre de sus autores y son: el método de E.W. Lane, y el de Blight.

Las consideraciones más importantes que establece Lane para determinar el recorrido de filtración son las siguientes:

- a.- La longitud de filtración compensada de la sección transversal de una presa es igual, a la suma de las longitudes verticales de filtración (L_v) más un tercio de la suma de las longitudes de las filtraciones horizontales (L_h).

$$L = L_v + L_h/3$$

Se consideran como distancias verticales y horizontales las que tiene una inclinación mayor e igual a 45° y menor a 45° respectivamente.

- b.- El coeficiente de filtración "C" es igual a la longitud total de filtración compensada (L) dividida entre la carga hidráulica efectiva (H), es un índice que permite conocer si la longitud de recorrido es adecuada o no.

$$C = L/H$$

| MATERIAL | VALORES DE C |
|--------------------------------|--------------|
| Arena muy fina o limo | 8.5 |
| Arena fina | 7.0 |
| Arena tamaño medio | 6.0 |
| Arena gruesa | 5.0 |
| Grava fina | 4.0 |
| Grava media | 3.5 |
| Grava gruesa incluyendo cantos | 3.0 |
| Boleos con cantos y grava | 2.5 |
| Arcilla blanda | 3.0 |
| Arcilla de consistencia media | 2.0 |
| Arcilla dura | 1.8 |
| Arcilla muy dura | 1.6 |

- c.- Cuando se emplean drenes con filtros invertidos, aliviaderos, o tubos de drenaje, los valores del coeficiente de permeabilidad pueden reducirse hasta en un 10%.

El criterio de Blight da la misma efectividad a los recorridos horizontales que a los verticales y recomienda para "C" los siguientes valores:

| MATERIAL | VALORES DE C |
|------------------------------------|--------------|
| Limo y arena muy fina | 18.0 |
| Arena fina | 15.0 |
| Arena de grano grueso | 12.0 |
| Grava y arena | 9.0 |
| Tierra o cascajo con arena y grava | 0.40 |

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

K en cm/seg (escala logarítmica)

| | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--------|-------------------------------|--|--|---|--|-----------|-----------|-----------|
| | 10^2 | 10^1 | 10^0 | 10^{-1} | 10^{-2} | 10^{-3} | 10^{-4} | 10^{-5} | 10^{-6} | 10^{-7} | 10^{-8} |
| PROPIEDAD DE DRENAJE | B U E N O | | | | | | M A L O | PRACTICAMENTE IMPERMEABLE | | | |
| APLICACIÓN EN PRESAS DE TIERRA Y DIQUES | Secciones permeables de presas y diques | | | | | | Secciones impermeables de presas y diques | | | | |
| TIPOS DE SUELOS | Grava limpia | Arenas limpias Arenas limpias y mezclas de gravas | | | Arenas muy finas limos orgánicos e inorgánicos mezclas de arena, limo y arcilla morada [⊕] glaciol, depósitos estratificados de arcilla, etc. | | | Suelos impermeables Arcillas homogéneas a la intemperie | | | |
| | | | | | | | Suelos impermeables modificados por los efectos de la vegetación e intemperie | | | | |
| DETERMINACION DIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD | Prueba directa del suelo en su estado natural (Prueba de bombeo) Segura si se hace correctamente. Se requiere bastante experiencia | | | | | | | | | | |
| | Permeómetro de carga constante. Se requiere poca experiencia | | | | | | | | | | |
| DETERMINACION INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD | PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE | | | | | | | | | | |
| | SEGURO | | | INSEGURO | | | | RELATIVAMENTE SEGURO | | | |
| | No se requiere mucha experiencia | | | Se requiere mucha experiencia | | | | Se requiere mucha experiencia | | | |
| Cálculo por medio de la distribución del tamaño del grano (vg. fórmula de Hazen) Aplicable solamente en arenas y gravas limpias y sin cohesión | | | | | | Cálculo por medio de pruebas de consolidación. Se requiere equipo de laboratorio costoso. Requiere mucha experiencia | | | | | |
| | | | | | | PRUEBA DE CAPILARIDAD HORIZONTAL. Se requiere poca experiencia. Útil para pruebas rápidas en el campo | | | | | |
| | 10^6 | 10^5 | 10^4 | 10^3 | 10^2 | 10^1 | 10^0 | 10^{-1} | 10^{-2} | 10^{-3} | 10^{-4} |

K en m/año (escala logarítmica)

* Terreno de acarreo por ventisqueros

FIGURA 17.- COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
CUADRO DE CASAGRANDE Y R.E. FADUM[⊕]

⊕ Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos "Presas de Derivación".

8.- DISEÑO ESTRUCTURAL

8.1 Cimacio vertedor tipo gravedad

Generalmente consiste en un muro vertedor macizo, de mampostería o concreto, en el cual el empuje del agua se considera que es transmitido a la cimentación por medio de esfuerzos normales y cortantes que se originan en su interior, con líneas de acción en planos verticales normales al eje de la presa. De esta definición se concluye, que la estabilidad de estas presas depende de su propio peso.

Definida la geometría del muro vertedor (cimacio vertedor), por requerimientos de funcionamiento hidráulico, se procede al diseño estructural el que se reduce al análisis de estabilidad, cumpliendo ciertos requisitos de seguridad.

8.2. Hipótesis para el análisis.

Al realizar el análisis, se considera la presa dividida en prismas limitados por las caras de aguas arriba y aguas abajo de la presa y por dos planos verticales. Estos dos planos verticales son paralelos. Las tajadas así formadas reciben el nombre de cantilivers, y para facilidad de los cálculos se les considera una unidad de ancho. Se supone que los cantilivers pueden deformarse independientemente unos de otros, suposición que no es rigurosamente cierta, y por la que se desprecian los esfuerzos de torsión que se originan por causa de las diferentes deflexiones de los cantilivers. Se supone además que el material que forma la estructura obedece a la ley de Hooke, y que sus deformaciones por causa de los esfuerzos se comportan como se indica en la hipótesis de la deformación plana.

8.3. Solicitaciones

Las principales fuerzas que se consideran actuando sobre el cimacio vertedor para el análisis son las siguientes: La presión del agua, la subpresión, peso propio, empuje de sedimentos y fuerzas dinámicas por sismo y otras de menor magnitud como el peso del agua sobre el paramento aguas abajo, presión negativa desarrollada en el cimacio al despegarse la lámina vertiente de agua, fuerzas de fricción del agua sobre el paramento aguas abajo, choque de olas y cuerpos flotantes.

8.4 Condiciones de carga

A. Condiciones normales

Presión hidrostática, con nivel de agua al NAMO

Subpresión

Peso propio

Empuje de sedimentos

B. Condiciones extraordinarias, cuando se presenta la avenida de diseño.

Presión hidrostática, con nivel de agua al NAME

Subpresión

Peso propio

Empuje de sedimentos

C. Condiciones extraordinarias, con sismo.

Presión hidrostática, con nivel de agua al NAMO

Subpresión

Peso propio

Empuje de sedimentos

Inercia de la estructura

Fuerza dinámica del agua

8.5 Magnitud de las fuerzas.

8.5.1 Presión hidrostática.

El empuje hidrostático producido por la presión externa del agua, se presenta actuando sobre la superficie del paramento de aguas arriba. El cálculo de este empuje se basa en dos hipótesis fundamentales: El peso específico del agua se le considera de $1\ 000\text{ kg / m}^3$; de acuerdo a la ley de Pascal "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan.

En el análisis preliminar de estabilidad de una presa tipo gravedad vertedora derramando, se consideran sin efecto al peso del agua sobre el paramento aguas abajo, la fuerza debido a la presión negativa desarrollada sobre la cresta vertedora, así como, la fuerza de fricción desarrollada en el paramento de aguas abajo. El empuje hidrostático se puede calcular sin tomar en cuenta la reducción de la presión hidrostática sobre el paramento de aguas arriba, ocasionado por la conversión de energía estática a energía cinética cuando el agua fluye sobre la presa vertedora.

a.- Presión hidrostática con agua hasta el nivel de la cresta vertedora.

La magnitud del empuje horizontal: Brazo con respecto a CG del área de cimentación:

$$E_H = \frac{1}{2} \gamma h^2 \quad h/3$$

donde h es la altura del cimacio vertedor, en m

b.- Presión hidrostática con agua hasta el nivel NAME

Magnitud de la fuerza Brazo con respecto a CG del área de cimentación

$$E_{H1} = H\gamma \quad 1/2 h$$

$$E_{H2} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \quad 1/3 h$$

donde H es la carga sobre la cresta vertedora, en m.

8.5.2 Subpresión.

La intensidad de la subpresión en el cuerpo de la presa o en el material de cimentación es a veces difícil de determinar; generalmente se supone que las presiones intersticiales en el material de cimentación o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección analizada. Se considera que la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión correspondiente a la profundidad del plano de análisis y varía en forma aproximada a la línea recta desde este punto a la presión hidrostática en la descarga.

Se puede cambiar la distribución de la subpresión y su intensidad por diferentes medios, como la construcción de dentellones debajo del paramento de aguas arriba en cimentaciones blandas o roca fracturada; así como, zampeados aguas arriba y/o aguas abajo de la presa. Se considera que la subpresión no se afecta por efectos de sismo.

La distribución de la subpresión puede estimarse considerando que la caída de presión desde el almacenamiento hasta la descarga, a lo largo de la línea de contacto entre la presa y la cimentación es proporcional a la longitud de recorrido. Se puede expresar de la siguiente forma:

$$P_x = \left(H_x - \frac{H}{L} L_x \right) \gamma$$

Donde:

- P_x : Subpresión a una distancia x , en (kg/m^2)
- H_x : Carga hidráulica en el punto x , en (m)
- L_x : Longitud de recorrido hasta el punto x , en (m)
- L : Longitud de recorrido total, en (m)
- H : Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia del nivel hidrostático entre aguas arriba y aguas abajo de la presa, en (m)
- γ : peso volumétrico del agua, en (kg/m^3)

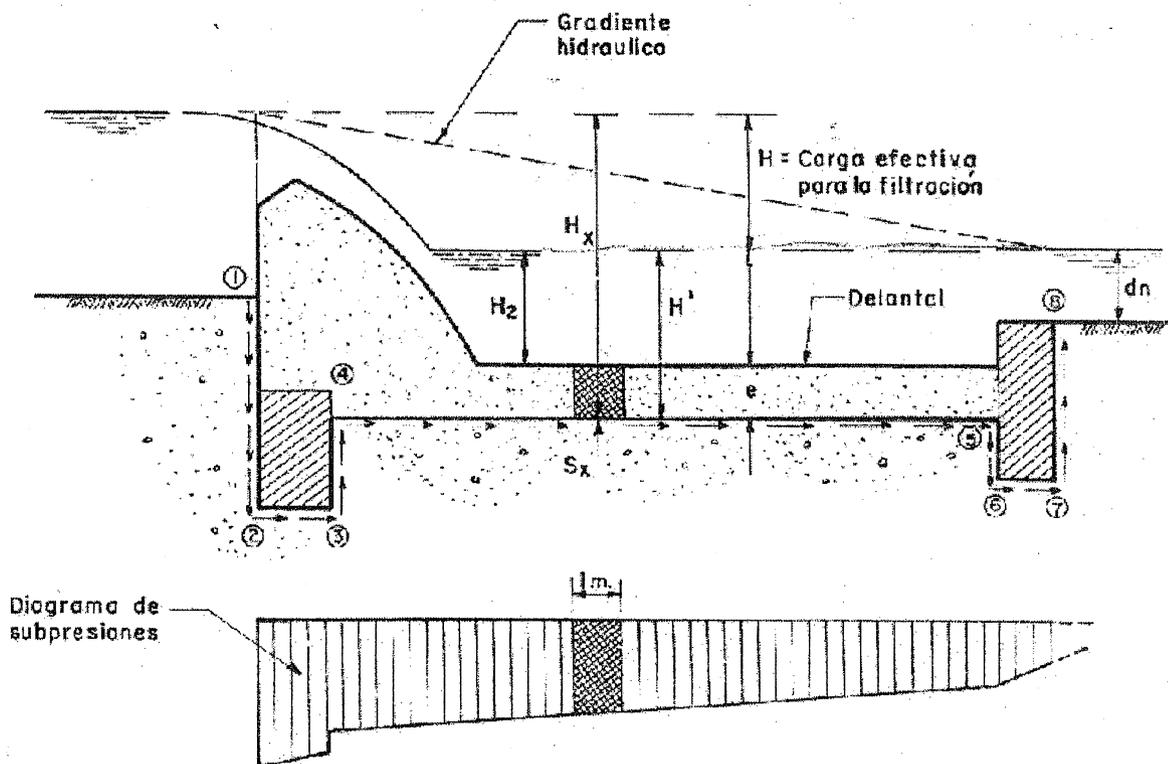


FIGURA 18.- LONGITUD DE RECORRIDO SEGÚN BLIGHT[⊕]

8.5.3 Empuje de sedimentos.

Es poco importante porque no se permite su depósito, sin embargo para efectos de retención de gravas y arenas se considera para el cálculo de la magnitud del empuje que éstas, al depositarse alcanzan el 75% de la altura total de la presa.

Se puede emplear la fórmula de Rankine para determinar la magnitud el empuje activo de sedimentos.

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma_{su} h_s^2 \left(\frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \right)$$

[⊕] Tomada de: Secretaría de Recursos Hidráulicos "Presas de Derivación"

Donde: γ_{su} es el peso volumétrico del material sumergido en el agua, en kg/m^3 , siendo este;

$$\gamma_{su} = \gamma' - \gamma(1 - k).$$

γ' es el peso volumétrico del material seco en kg/m^3 el U.S. Bureau of Reclamation propone que sea 1360 kg/m^3 , para efectos del cálculo de presión que produce la arena y grava; γ es el peso volumétrico del agua, 1000 kg/m^3 ; k es el porcentaje de vacíos, se adopta $k = 0.30$; ϕ es el ángulo de fricción interna, para gravas y arenas se considera $\phi = 34^\circ$ aproximadamente; h_s es el tirante de depósito de sedimentos, en m.

8.5.4 Peso Propio

El peso propio del cimacio se determina de acuerdo con el tipo de material que se empleará en su construcción, para fines de proyecto, se pueden considerar los siguientes valores que son conservadores:

| MATERIAL | Peso volumétrico (kg/m^3) |
|------------------------|--------------------------------------|
| Mampostería | 2000 |
| Concreto común | 2200 |
| Enrocamiento acomodado | 1800 |
| Enrocamiento a volteo | 1800 |
| Arcilla compactada | 1600 |

8.5.5 Fuerzas dinámicas por sismo

La mayoría de las presas derivadoras son de poca altura y relativamente de poco peso, la fuerza debida a sismo es despreciable y no se incluye en el análisis de estabilidad.

Cuando la presa llega a tener una altura considerable (mayor de 5 metros), el efecto por sismo se trata como en presas de almacenamiento.

8.5.6 Peso del agua sobre el paramento aguas abajo

Este peso es relativamente pequeño y no se considera en el análisis de estabilidad, además de actuar favorablemente en la estabilidad del cimacio.

8.5.7 Presión negativa en el cimacio

Cuando la carga sobre la cresta vertedora es mayor a la de diseño del cimacio, la lámina vertiente se despega del paramento produciendo un vacío. La magnitud de la fuerza desarrollada por la presión negativa es despreciable en la mayoría de los casos, en otros su magnitud puede causar daños de erosión por cavitación en el concreto del cimacio.

8.5.8 Fuerza de fricción del agua en el paramento aguas abajo

Su magnitud es pequeña y casi nula y no se considera en el análisis de estabilidad.

8.6 CONDICIONES DE ESTABILIDAD

Las condiciones de estabilidad que se deben satisfacer en cualquier plano horizontal de una presa de gravedad para asegurar su estabilidad son tres:

8.6.1 Primera condición (Volteamiento)

Para evitar volteamiento la resultante de todas las fuerzas que obran arriba del plano de análisis, deben interceptar a éste en un punto no más lejos que el límite del tercio medio de aguas abajo a presa llena, y el límite del tercio medio de aguas arriba para presa vacía.

Satisfaciendo esta condición, se logra evitar tensiones en el concreto o mampostería que en el análisis se supone incapaz para resistirlas. Al mismo tiempo por la posición de esta condición que se exige de la resultante, queda eliminada la posibilidad de volteamiento de la presa.

8.6.2 Segunda condición (Deslizamiento)

El cociente que resulta de dividir la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de las verticales debe ser menor que el coeficiente de fricción entre las superficies en contacto que separa el plano de análisis, bien sea concreto sobre concreto o concreto sobre el terreno de cimentación.

El esfuerzo cortante entre las superficies en contacto se considera como un margen de seguridad, no contando con éste para la resistencia al deslizamiento, y procurando en cambio durante la construcción hacer lo más rugosa posible las juntas de construcción.

El U.S. Bureau Reclamation propone los siguientes valores del coeficiente de fricción con un amplio margen de seguridad:

| <u>Superficies en contacto</u> | <u>Coefficiente de fricción</u> |
|---|---------------------------------|
| Concreto sobre concreto o roca sana con superficie limpia | 0.80 |
| Concreto sobre roca con algunas grietas y estratificaciones | 0.70 |
| Concreto sobre grava y arena gruesa | 0.40 |
| Concreto sobre arena | 0.30 |
| Concreto sobre arcilla | 0.30 |
| Concreto sobre limos | hacer pruebas |

También en la práctica se acostumbra decir que la presa es segura contra el deslizamiento, cuando se cumple la siguiente expresión.

$$\frac{SUMA DE FUERZAS VERTICALES}{SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES} \geq 2 \text{ a } 2.5$$

Siendo 2 a 2.5, el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

Cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante, la condición que se debe cumplir para evitar el deslizamiento, esta dada por la siguiente expresión:

$$\frac{fV + rSA}{H} \geq F_s$$

- Donde:
- f - Coeficiente de fricción de las superficies en contacto.
 - V - Suma de las fuerzas verticales, en (kg)
 - H - Suma de las fuerzas horizontales, en (kg)
 - r - Relación del esfuerzo cortante medio al máximo en el plano de deslizamiento (se considera para fines de diseño un valor de 0.5)
 - S - Resistencia unitaria al esfuerzo cortante del material (kg/cm^2) se considera para fines del diseño un valor de $0.05f \cdot c$
 - A - Área de la sección en el plano de análisis, en (cm^2)
 - Fs - Factor de seguridad, cuyo valor recomendable esta comprendido entre 4 y 5

8.6.3 Tercera condición (Esfuerzos en los materiales)

Los esfuerzos máximos en cualquier punto de la presa no debe sobrepasar los valores permisibles de resistencia de los materiales propios de la presa o cimentación.

La magnitud de los esfuerzos normales debidos a un sistema de cargas horizontales y verticales, esta dado por la ecuación de la escuadría.

$$\sigma_z = \frac{V}{A} + \frac{M}{I_x} y$$

Donde: V - Suma de fuerzas verticales, en (kg)

A - Área de la sección en el plano de análisis, en (m^2)

M - Suma de momentos de todas las fuerzas que intervienen, con respecto al centro de gravedad del área en el plano de cimentación, o análisis en (kg m)

I_x - Momento de inercia del área de cimentación o del plano de análisis con respecto al eje XX, en (m^4).

y - Coordenada al punto donde se desea estimar el valor del esfuerzo normal, el eje (y) tiene origen en el centro de gravedad de la sección considerada, en (m).

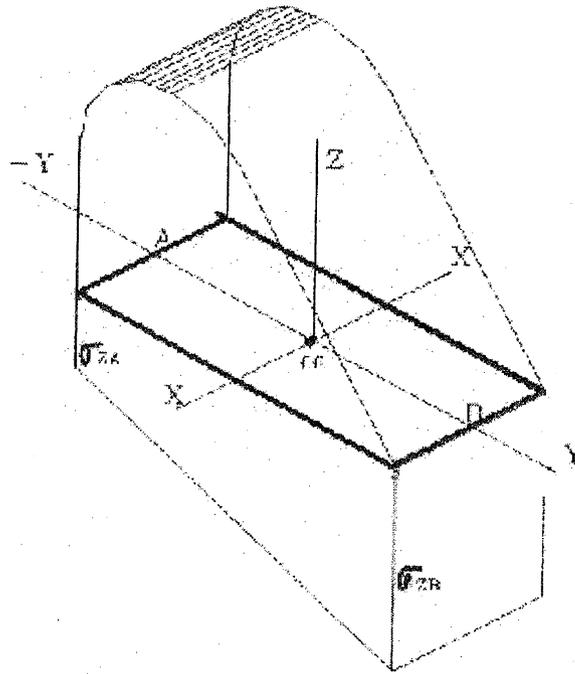


FIGURA 19.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS NORMALES

9. DETALLES ESTRUCTURALES

Las juntas de contracción en las estructuras de las presas derivadoras requieren estudiarse considerablemente. Estas deben ser herméticas a pesar de los asentamientos diferenciales y se colocan para contracción y expansión del concreto para prevenir su agrietamiento.

Cuando se esperan movimientos diferenciales en las juntas de contracción, se usan los sellos de hule o neopreno, que aseguran hermeticidad por muchos años.

10. PRESAS DE ENROCAMIENTO

Las presas derivadoras de este tipo son llamadas "Tipo Indio", constituida principalmente por una membrana impermeable construida de concreto simple o mampostería (muro transversal al cauce), respaldada aguas arriba por material suave compactado que sirve para aumentar la longitud del paso de filtración. Su estabilidad se consigue principalmente con enrocamiento acomodado o semiacomodado en el paramento aguas abajo; protegido con una cuadrícula de trabes paralelas y transversales al río, cuyo peralte es de 50 centímetros a un metro.

El desplante del enrocamiento se hace mediante un filtro de grava o rezaga de unos 50 centímetros de espesor, que descarga a una trinchera de enrocamiento localizada al final del paramento de aguas abajo de la presa, cuyo objeto es resguardarla de la socavación que pueda presentarse en este sitio.

El diseño de estas presas se realiza en base de datos empíricos y prácticos, dado que en la mayoría de los casos no siempre es posible efectuar estudios de geotecnia necesarios para un diseño estricto. Existe la posibilidad que las presas de este tipo que se han construido tengan coeficientes de seguridad muy favorables. El rango de la altura de las presas construidas aplicando estas experiencias, con funcionamiento satisfactorio, varía de uno a cinco metros.

Se recomiendan taludes muy tendidos en el paramento aguas abajo de 10:1 hasta 15:1 y el de aguas arriba de 3:1 a 8:1, dependiendo de las características del material a emplear y de los criterios de proyecto con base a observaciones en otras presas en operación.

10.1 Tamaño del enrocamiento

Para determinar el tamaño mínimo de las piedras que formarán el enrocamiento de una presa "Tipo Indio", puede hacerse uso del método de S.B. Isbach, quien realizó un estudio sobre cierre de cauces con enrocamiento. El método consiste en determinar la velocidad crítica máxima y mínima de una corriente actuando sobre un cuerpo. La velocidad crítica mínima es aquella que es capaz de empezar a modificar la trayectoria vertical, de un cuerpo, que se deja caer para atravesar una corriente de agua.

La velocidad crítica máxima es aquella que después de modificar la trayectoria vertical del cuerpo es capaz de empezar a rodarlo, por el fondo del cauce.

La expresión que propone S.B. Isbach, para determinar la velocidad crítica es:

$$V_c = K \left(\frac{\gamma_p - \gamma}{\gamma} \right) (2gD)^{0.5}$$

De donde: K - Coeficiente para piedras esféricas, se considera igual a 0.86 y 1.20 para las velocidades críticas mínima y máxima de arrastre respectivamente.

g - aceleración de la gravedad en (m/s²)

γ_p - Peso volumétrico del material que forman las piedras en (kg/m³)

γ - Peso volumétrico del agua en (kg/m³)

D - Diámetro de una esfera equivalente al tamaño de la piedra, en (m).

10.2 Gasto de descarga en presas de enrocamiento

Por la forma que adquiere el vertedor en las presas derivadoras de enrocamiento, se ubica también dentro de la clasificación de los llamados vertedores de cresta ancha o gruesa, los cuales pueden tener secciones muy variadas. En este tipo de vertedor la lámina vertiente debe adherirse a la cresta o umbral. Este requisito se cumple cuando el ancho (a) que representa la sección del vertedor más simple en este tipo, toma valores desde $3 H$ hasta $15 H$, donde H es la carga sobre la cresta vertedora.

En general en todos los tipos de esos vertedores, la fórmula de gasto toma la siguiente forma:

$$Q = 2.953 \mu LH^{1.5}$$

Donde se debe determinar el valor de μ adecuado.

Con base a los ensayos de otros vertedores de pared gruesa, que por algunas circunstancias guardan cierta analogía con el vertedor de la presa de enrocamiento vertedora, se ha adoptado un valor de μ de 0.6, con la cual la ecuación de gasto queda:

$$Q = 1.80 LH^{1.5}$$

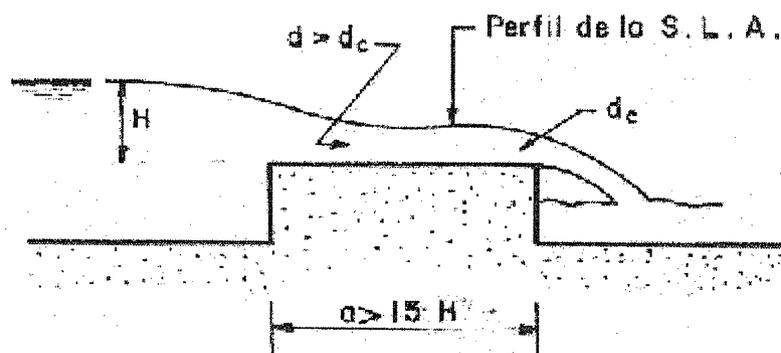


FIGURA 20.- VERTEDOR GRUESO, CON $a > 15H$

11. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA

Diseñar una presa derivadora localizada a 300 metros aguas abajo de la presa de almacenamiento, para derivar un gasto de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ por la margen izquierda del río. La presa será del tipo cimacio vertedor en cuyo pie se alojará una estructura lanzadora de chorro; construida de concreto simple ($f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$) y desplantada sobre manto rocoso fracturado; la obra de toma estará constituida por orificios controlados por compuertas deslizantes y el canal desarenador descargará mediante compuertas radiales.

Datos de diseño:

| | |
|---|----------------------------|
| Elevación de desplante de la presa | 2558.60 m.s.n.m. |
| Elevación de la plantilla del canal desarenador (zona de orificios de la obra de toma) | 2561.60 m.s.n.m. |
| Elevación del umbral de los orificios de la obra de toma | 2562.454 m.s.n.m. |
| Longitud vertedora | 30.10 m |
| Avenida de diseño | $231 \text{ m}^3/\text{s}$ |

11.1 Características del canal de conducción

| | |
|-------------------------------|---------------------------|
| Sección | Trapezoidal |
| Gasto de diseño | $12 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Pendiente de la plantilla | 0.00226 |
| Talud | 0.4:1 |
| Coefficiente de rugosidad (n) | 0.018 |
| Ancho de la plantilla | 2.30 m |
| Tirante normal | 1.708 m |
| Área hidráulica | 5.095 m^2 |
| Perímetro mojado | 5.979 m |
| Radio hidráulico | 0.8522 m |
| Velocidad media | 2.355 m/s |

11.2 Obra de toma

11.2.1 Número de orificios

Se considera que los orificios descargan ahogados, con velocidad a través de éstas ligeramente menor que la correspondiente a la del canal de conducción. Recurriendo a la tabla de compuertas deslizantes, Apéndice A, se adoptan compuertas de 1.52 X 1.52 para 4.60 m de carga hidráulica con peso de 827 kg (TM-C-110)

| | |
|--|---------------------------|
| Área de una compuerta | 2.31 m ² |
| Velocidad a través de los orificios | 1.50 m/s |
| Área necesaria para el gasto de diseño | 12/1.5 = 8 m ² |
| Número de orificios | 8/2.31 |

Se adoptan 3 orificios de 1.52 X 1.52

11.2.2 Desnivel necesario para proporcionar el gasto de diseño

$$Q = 0.8 A_0 \sqrt{19.62h}$$

$$h = \frac{12^2}{(0.8)^2 19.62 (6.93)^2} \quad h = 0.24 \text{ m.}$$

Elevación de la superficie libre del agua en el canal desarenador (NAMO).

$$\text{Elev (NAMO)} = 2\ 562.454 + 1.708 + 0.24$$

$$\text{Elev (NAMO)} = 2\ 564.40 \text{ msnm}$$

La elevación NAMO será la correspondiente a la cresta vertedora de la presa.

11.3 Canal desarenador

La aportación de sedimentos es reducida debido a que a 300 m aguas arriba existe una presa de almacenamiento, por lo anterior la velocidad del agua en el canal desarenador se puede considerar del orden de 0.8 m/s, en vez de 0.60 m/s que es la recomendación para lograr el depósito de sedimentos cuando está operando la obra de toma.

11.3.1 Ancho de la plantilla del canal

Tirante de agua en el canal

$$d = 2\ 564.40 - 2\ 561.60$$

$$d = 2.80\text{ m}$$

Área hidráulica necesaria

$$A = 12/0.8$$

$$A = 15\text{ m}^2$$

Ancho de plantilla

$$b = 15/2.8$$

$$b = 5.36\text{ m.}$$

El canal desarenador se puede operar mediante dos compuertas radiales de 2.50 m de ancho y 2.50 m de altura, para soportar una carga hidráulica de 6.60 m, el radio del brazo es 3.75 m, clasificación T.M-C-348, Apéndice B (compuertas radiales); ambas compuertas separadas por una pila intermedia de 0.30 de ancho.

Así el ancho de la plantilla es de 5.30 m; la velocidad en el canal desarenador cuando esta operando la obra de toma es:

$$V = \frac{12}{(5.30)(2.80)}$$

$$V = 0.809\text{ m/s}$$

11.3.2 Pendiente del canal desarenador

Estando abiertas las compuertas del desarenador y cerradas las de las obra de toma, circulando el gasto de diseño y para producir el arrastre de arenas, se considera que se establece una velocidad del agua en el canal desarenador de 2.60 m/s, suficiente para arrastrar las arenas depositadas.

Área hidráulica necesaria

$$A = 12/2.60$$

$$A = 4.615\text{ m}^2$$

Tirante del agua

$$d = 4.615/5.30$$

$$d = 0.87\text{ m}$$

Perímetro mojado

$$P = 5.30 + 2(0.87)$$

$$P = 7.04\text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = 4.615/7.04$$

$$R = 0.6555 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.7545$$

Pendiente del canal desarenador

$$S = \left[\frac{0.018(2.60)}{0.7545} \right]^2$$

$$S = 0.0038$$

Se adopta el valor de 0.004 como pendiente del canal.

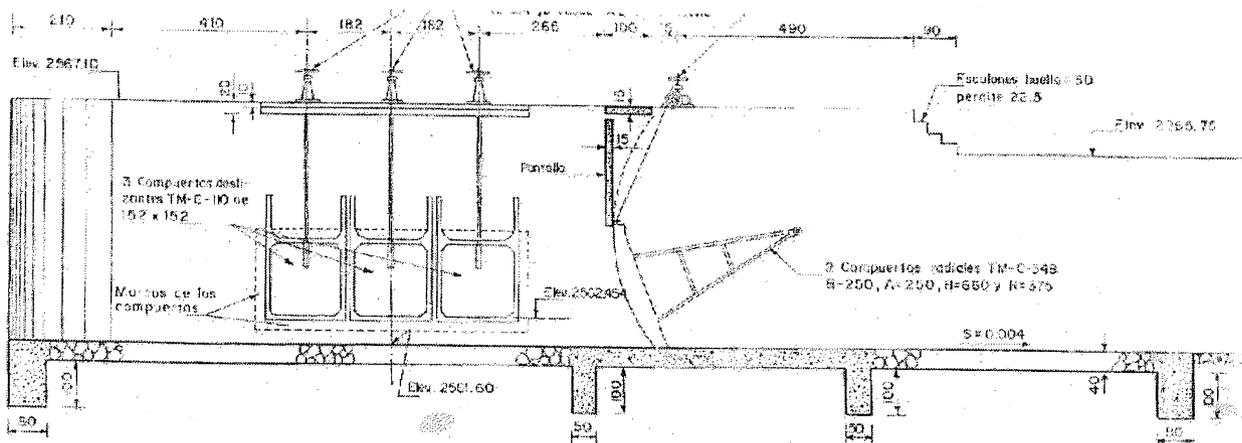


FIGURA 22.- CANAL DESARENADOR Y COMPUERTAS
DE LA OBRA DE TOMA

11.4 Cimacio vertedor

Aprovechando la máxima amplitud del cauce, de acuerdo a la topografía del sitio se puede considerar que la longitud vertedora sea de 30.1 m, siendo la avenida de diseño de 231 m³/s; la carga máxima sobre la cresta vertedora es:

$$h_{\max} = \left[\frac{231}{2(30.1)} \right]^{2/3} \qquad h_{\max} = 2.45m$$

Por lo tanto la elevación máxima del agua (NAME) es:

$$\text{Elev (NAME)} = 2\ 564.40 + 2.45$$

$$\text{Elev (NAME)} = 2\ 566.85 \text{ msnm}$$

Considerando un bordo libre de 0.25 m la elevación de la corona de los muros de encauce será:

$$\text{Elev.} = 2\ 566.85 + 0.25$$

$$\text{Elev.} = 2\ 567.10 \text{ msnm}$$

11.4.1 Geometría del cimacio

La altura máxima del cimacio resulta ser de 5.80 m. este se diseñará para la relación $h_{\max}/H_0=1$, siendo H_0 la carga de diseño, el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo tendrá talud 0.8:1.

La forma del cimacio hacia aguas abajo de la cresta vertedora sigue la expresión recomendada por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos la cual tiene la siguiente expresión.

$$y = 0.5 H_0^{-0.85} X^{1.85}$$

Cuyo origen de los ejes coordenados es la cresta vertedora siendo la dirección positiva del eje de las abscisas hacia aguas abajo y el de las ordenadas dirigido hacia abajo.

Para la carga de diseño $H_0 = 2.45$ m. , la ecuación del cimacio es:

$$Y = 0.2334 X^{1.85}$$

Las coordenadas del punto de tangencia con el talud del paramento aguas abajo son:

$$x_r = 3.492m$$

$$y_r = 2.360m$$

Aguas arriba de la cresta vertedora la geometría del cimacio toma la forma de una curvatura compuesta cuyos radios y coordenadas X_c, Y_c son:

$$R_1 = 0.530H_0$$

$$R_1 = 1.299m$$

$$R_2 = 0.234H_0$$

$$X_c = 0.283H_0$$

$$Y_c = 0.126H_0$$

$$R_2 = 0.573m$$

$$X_c = 0.693m$$

$$Y_c = 0.309m$$

11.4.2 Geometría de la estructura lanzadora del chorro.

El ángulo con respecto a la horizontal del labio de salida será de 25° ; el radio de curvatura de la estructura será de 2.80 m, el ángulo de deflexión es de 51.34° ; bajo estas consideraciones las subtangentes resultan de 2.201 m.

La superficie curva de la estructura lanzadora se inicia en la elevación 2560.319 msnm, y termina con el labio de salida a la elevación 2559.530 msnm.

11.5 Análisis de estabilidad.

Para el análisis de estabilidad se considera el muro vertedor de un metro de ancho y de acuerdo a la geometría de la figura de la página 47. Como la presa de almacenamiento está muy cercana a la presa derivadora la aportación de sedimentos no es importante por lo que no se considera para el análisis de estabilidad el empuje debido a éste. El plano de análisis corresponde al de cimentación.

11.5.1 Fuerzas que actúan sobre el cimacio.

| | Fuerza | Magnitud T | brazo* m | Momento t-m |
|-----|--------------------------------|---------------|-------------|----------------|
| | $W_1 = (0.662)(5.491)2.2$ | 7.997 | -2.435 | -19.473 |
| ** | $W_2 = (0.662)(0.309)(0.5)2.2$ | 0.225 | -2.324 | - 0.523 |
| *** | $W_3 = (5.348)2.2$ | 11.766 | -0.812 | - 9.554 |
| | $W_4 = (3.492)(3.44)2.2$ | 26.427 | -0.358 | - 9.461 |
| | $W_5 = (1.377)(1.721)(0.5)2.2$ | 2.607 | 1.848 | 4.818 |
| | $W_6 = (1.377)(1.719)2.2$ | 5.208 | 2.274 | 11.842 |
| | $U_1 = (5.531)(2.75)1$ | -15.210 | 0.0 | 0.0 |
| | $U_2 = (5.531)(3.05)(0.5)1$ | - 8.435 | -0.920 | 7.777 |
| | $H = (0.5)(5.8)^2(1)$ | 16.820 | 1.933 | 32.513 |

* brazo con respecto al centro de gravedad del área de cimentación.

** Se considera como un triángulo para facilidad de cálculo.

*** El valor se obtuvo integrando el área bajo la curva.

| | |
|------------------------------|------------|
| Suma de fuerzas verticales | 30.585 t |
| Suma de momentos | 16.897 t-m |
| Suma de fuerzas horizontales | 16.82 t |

11.5.2 Revisión por volteamiento.

La resultante intercepta al plano de análisis dentro del tercio medio, por lo que se asegura el no volteamiento del muro

$$e \leq \frac{5.531}{6} = 0.920m$$

$$e = \frac{17.939}{30.585} \qquad e = 0.587m. < 0.92$$

11.5.3 Revisión por deslizamiento

El plano de cimentación consiste en el contacto entre el concreto de la presa ($f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$) y roca con algunas grietas y estratificaciones, por lo que el coeficiente de fricción se considera de 0.70.

El cociente de dividir la suma de fuerzas horizontales entre la suma de las verticales debe ser menor que el coeficiente de fricción.

$$\frac{16.82}{30.585} = 0.55 \qquad 0.55 < 0.70$$

Se concluye que la presa no desliza.

11.5.4 Revisión de esfuerzos normales.

Área de la superficie de cimentación.

$$A = (5.531)(1)$$

$$A = 5.531 \text{ m}^2$$

Momento de inercia del área de cimentación

$$I_{xx} = \frac{(1)(5.531)^3}{12}$$

$$I_{xx} = 14.10 \text{ m}^4$$

Esfuerzo normal en el talón de la presa (A)

$$\sigma_{ZA} = \frac{30.588}{5.531} + \frac{(16.82)(-2.7655)}{14.10};$$

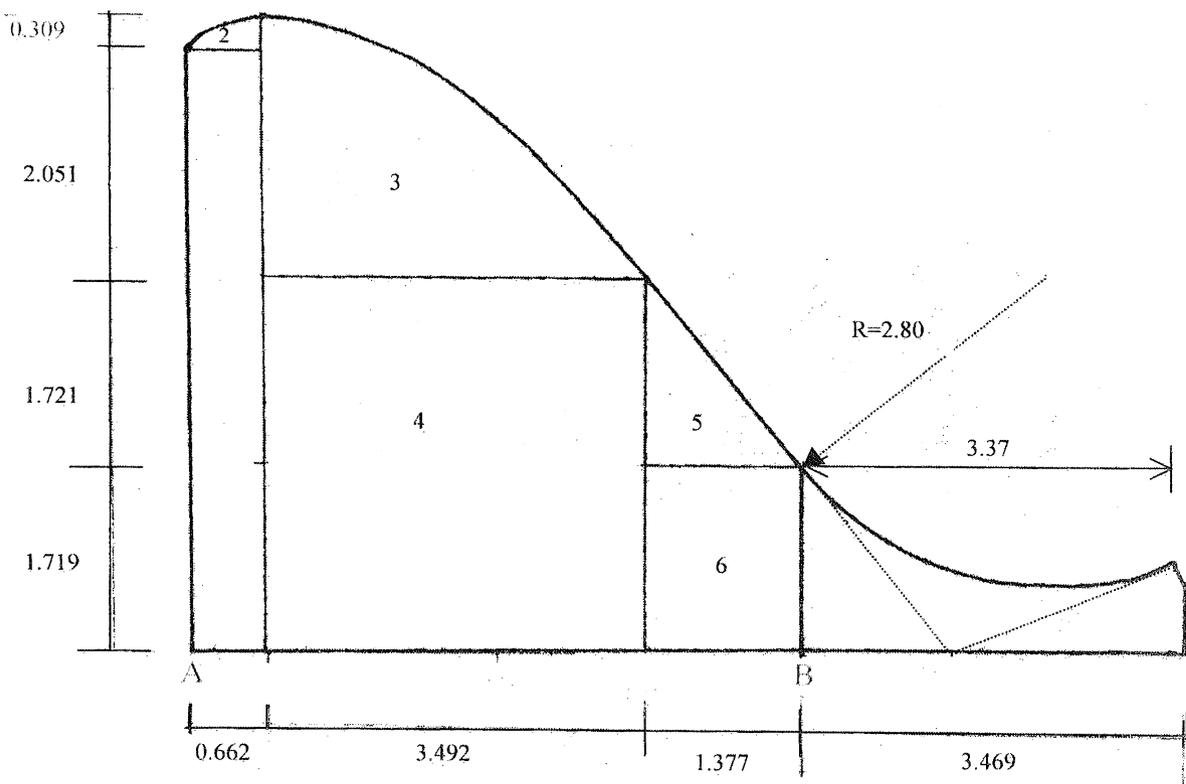
$$\sigma_{za} = 2.23 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo normal en el pie de la presa (B)

$$\sigma_{ZB} = \frac{30.588}{5.531} + \frac{(16.82)(-2.7655)}{14.10};$$

$$\sigma_{zb} = 8.83 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo normal máximo es menor que el esfuerzo permisible a compresión del concreto ($f_c = 0.45 f_c'$) 9.0 t/m^2 .



| DIMENSIONES b x h EN mm | AREA EN m ² | CARGA DE TRABAJO EN m. | PESO EN Kg. | PLANO No. |
|----------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|-----------|
| 610 x 610 | 0.3721 | 0 a 4.60 | 122 | TM-C-98 |
| 610 x 610 | 0.3721 | 0 a 15.40 | 124 | PT-105 |
| 610 x 914 | 0.5575 | 0 a 4.60 | 161.74 | TM-C-101 |
| 610 x 914 | 0.5575 | 0 a 15.40 | 165.40 | PT-106 |
| 760 x 610 | 0.4636 | 4.60 a 10.00 | 216.00 | PT-42 |
| 760 x 760 | 0.5776 | 4.60 a 9.20 | 255.00 | PT-40 |
| 760 x 760 | 0.5776 | 0 a 4.60 | 170.00 | TM-C-102 |
| 760 x 760 | 0.5776 | 0 a 15.40 | 187.00 | PT-107 |
| 915 x 610 | 0.5581 | 0 a 4.60 | 191.20 | TM-C-105 |
| 915 x 610 | 0.5581 | 0 a 15.40 | 205.20 | PT-108 |
| 915 x 915 | 0.8372 | 0 a 4.60 | 255.00 | TM-C-103 |
| 915 x 915 | 0.8372 | 0 a 15.40 | 282.00 | PT-109 |
| 915 x 1220 | 1.1163 | 0 a 4.60 | 308.00 | TM-C-104 |
| 915 x 1220 | 1.1163 | 0 a 15.40 | 366.00 | PT-110 |
| 1067 x 1067 | 1.1384 | 0 a 4.60 | 333.00 | TM-C-106 |
| 1067 x 1067 | 1.1384 | 0 a 15.40 | 385.00 | PT-111 |
| 1220 x 920 | 1.1224 | 0 a 4.60 | 418.00 | TM-C-108 |
| 1220 x 920 | 1.1224 | 0 a 15.40 | 476.00 | PT-112 |
| 1220 x 1220 | 1.4884 | 0 a 4.60 | 533.00 | TM-C-109 |
| 1220 x 1220 | 1.4884 | 0 a 15.40 | 578.00 | TM-C-258 |
| 1220 x 1525 | 1.8605 | 0 a 4.60 | 639.00 | TM-C-107 |
| 1220 x 1525 | 1.8605 | 0 a 15.40 | 738.00 | PT-113 |
| 1525 x 1220 | 1.8605 | 0 a 4.60 | 684.00 | TM-C-111 |
| 1525 x 1220 | 1.8605 | 0 a 15.40 | 783.00 | PT-114 |
| 1520 x 1520 | 2.3104 | 0 a 4.60 | 827.00 | TM-C-110 |
| 1520 x 1520 | 2.3104 | 0 a 15.40 | 956.00 | PT-115 |
| 1525 x 1830 | 2.7907 | 0 a 4.60 | 1058.00 | TM-C-112 |
| 1525 x 1830 | 2.7907 | 0 a 15.40 | 1132.00 | PT-116 |
| 1830 x 1830 | 3.3489 | 0 a 4.60 | 1305.00 | TM-C-113 |
| 1830 x 1830 | 3.3489 | 0 a 15.40 | 1451.00 | PT-117 |

APÉNDICE A

| CARGA m ³ | ALTURA m. | C O M P U E R T A | | RANIO cm | PES kg | ANASTURA cm | TIPO | C H U M A C E R A | | PESO EN kg | M A L A C A Y E | | OBSERVACIONES |
|-------------------------|--------------|-------------------|---------------|-------------|-----------|----------------|---------|-------------------|------------|------------------|------------------|---------------------------|---------------|
| | | ANCHO m. | CLASIFICACION | | | | | CLASIFICACION | TIPO | | CAPACIDAD kg. | CLASIFICACION | |
| 1.50 | 1.50 | 1.50 | TM-C-344 | 1.80 | 410 | 1.25 | Ménsula | TM-C-211 | 760 | TM-C-85,88 | 745 | | |
| 3.00 | 2.00 | 1.50 | TM-C-237 | 2.40 | 720 | 1.80 | Ménsula | CM-C-102 | 39 | TM-C-89,90 | 313 | | |
| 3.20 | 2.00 | 2.00 | 1000-C-703 | 2.88 | 905 | 1.504 | Ménsula | CM-C-102 | 39 | TM-C-89,94,95 | 778 | | |
| 4.00 | 2.15 | 2.00 | 2200-C-11 | 2.40 | 1055 | 2.00 | Ménsula | TM-C-101 | 58 | TM-C-91,93 | 435 | | |
| 6.50 | 2.50 | 2.50 | TM-C-348 | 3.80 | 1755 | 2.50 | Ménsula | TM-C-277 | 74 | TM-C-83,84 | 778 | | |
| 4.25 | 1.45 | 3.00 | TM-C-241 | 1.80 | 655 | 1.25 | Ménsula | TM-C-214 | 14 | TM-C-89,90 | 313 | Chamorro de maro TM-C-317 | |
| 4.20 | 1.45 | 3.00 | TM-C-436 | 1.80 | 948 | 1.25 | Ménsula | CM-C-102 | 39 | TM-C-85,90 | 313 | | |
| 4.00 | 1.80 | 3.00 | TM-C-329 | 1.60 | 930 | 1.25 | Ménsula | TM-C-330 | 2500 | TM-C-91,92 | 438 | | |
| 4.00 | 2.00 | 3.00 | TM-C-435 | 2.40 | 2751 | 1.80 | Ménsula | CM-C-101 | 96 | TM-C-91,92 | 438 | | |
| 4.00 | 2.18 | 3.00 | 2200-C-13 | 2.40 | 1419 | 2.00 | Ménsula | CM-C-101 | 96 | TM-C-91,92 | 438 | | |
| 4.17 | 2.30 | 3.00 | 1500-C-23 | 3.00 | 1525 | 2.50 | Ménsula | CM-C-102 | 39 | TM-C-83,84,95 | 728 | | |
| 6.30 | 2.75 | 3.00 | 2200-C-10 | 3.00 | 2390 | 2.50 | Ménsula | CM-C-103 | 3500 | TM-C-83,84 | 778 | | |
| 5.00 | 3.554 | 3.00 | 1000-C-295 | 4.20 | 2590 | 1.185 | Ménsula | CM-C-101 | 96 | CM-C-43,414,415 | | | |
| 3.00 | 1.50 | 3.50 | TM-C-274 | 2.22 | 1021 | 1.50 | Ménsula | TM-C-197 | 49 | TM-C-89,90 | 313 | | |
| 4.47 | 2.00 | 4.00 | TM-C-322 | 2.40 | 1634 | 2.00 | Ménsula | TM-C-280 | 74 | TM-C-93,94,96 | 778 | | |
| 9.40 | 2.25 | 4.00 | TM-C-328 | 2.70 | 2750 | 2.00 | Ménsula | TM-C-277 | 74 | TM-C-326,327,328 | 2000 | | |
| 4.00 | 4.00 | 4.00 | CM-C-39 | 4.80 | 2800 | 3.00 | Ménsula | CM-C-101 | 96 | TM-C-33,34,35 | 778 | | |
| 9.00 | 4.12 | 4.00 | TM-C-289 | 4.17 | 5011 | 4.00 | Ménsula | TM-C-267 | 10000 | TM-C-281,282,283 | 3000 | | |
| 5.00 | 4.20 | 4.20 | TM-C-268 | 6.00 | 3660 | 4.20 | Ménsula | TM-C-285 | 220 | TM-C-281,282,283 | 3000 | | |
| 5.00 | 4.20 | 4.00 | 2200-C-889 | 6.00 | 5650 | 4.00 | Ménsula | TM-C-291 | 10000 | TM-C-281,282,283 | 3000 | | |
| 5.00 | 2.15 | 4.50 | TM-C-242 | 3.00 | 1870 | 2.00 | Ménsula | TM-C-216 | 114 | TM-C-93,94,95 | 778 | | |
| 5.00 | 3.50 | 4.50 | 1000-C-271 | 4.30 | 3665 | 2.93 | Ménsula | CM-C-413,414,415 | 5000 Elec. | TM-C-413,414,415 | | | |
| 6.50 | 4.40 | 4.50 | 2200-C-900 | 5.22.5 | 5400 | 4.15 | Ménsula | TM-C-281 | 220 | TM-C-281,282,283 | 3000 | | |
| 8.50 | 1.70 | 3.00 | 2104-C-142 | 3.84.8 | 2745 | 4.70 | Ménsula | 2104-C-143 | 60 | TM-C-93,94,95 | 778 | | |
| 8.50 | 4.80 | 6.00 | TM-C-289 | 6.50 | 9425 | 4.80 | Ménsula | TM-C-291 | 220 | TM-C-281,282,283 | 4257 | | |

APÉNDICE B

Bibliografía.

1. Torres Herrera Francisco
"Obras Hidráulicas"
Editorial LIMUSA, 1983

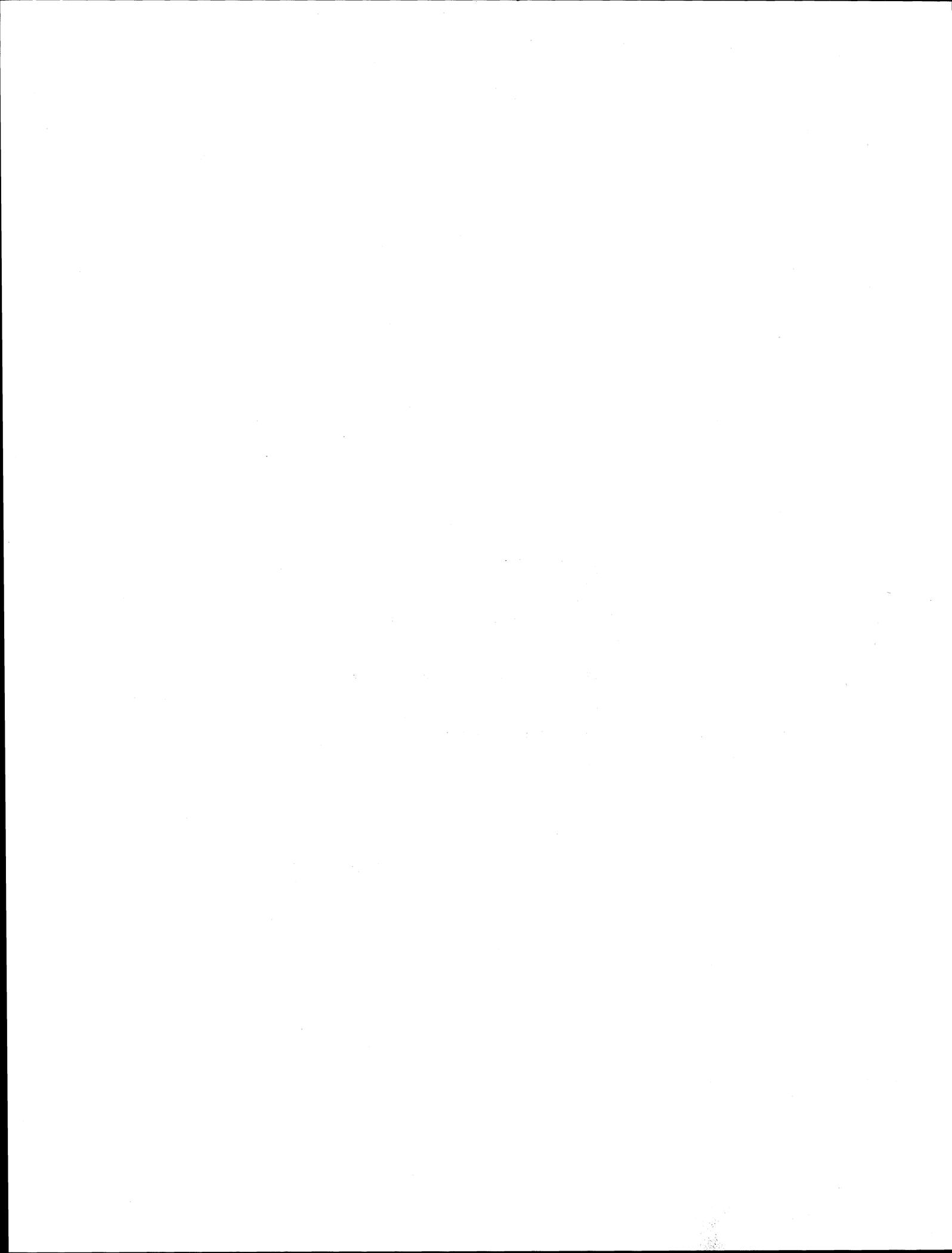
2. U.S. Bureau of Reclamation
"Canals and Related Structures"
Design Supplement N°3, 1952.

3. Sotelo Ávila Gilberto
"Hidráulica Básica"
Editorial LIMUSA, 1990.

4. Sotelo Ávila Gilberto
"Diseño de Estructuras Hidráulicas"
Facultad de Ingeniería, UNAM. 1994

5. Secretaría de Recursos Hidráulicos
"Presas de Derivación"
Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, 1976.

6. U.S. Bureau of Reclamation
"Diseño de Presas Pequeñas"
Editorial CECSA. México, 1972.



Esta obra se terminó de imprimir
en julio de 2001
en el taller de imprenta del
Departamento de Publicaciones
de la Facultad de Ingeniería,
Ciudad Universitaria, México, D.F.
C.P. 04510

Secretaría de Servicios Académicos

El tiraje consta de 100 ejemplares
más sobrantes de reposición.