



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ASPECTOS GENERALES QUE DEBEN TOMARSE
EN CUENTA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA CUBETA DE LANZAMIENTO.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL PRESENTA:

MARIA SOLEDAD GARCIA RAMOS

ASESOR: ING. VICTOR FRANCO



MEXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA

2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente a mi padre (q.e.p.d.) y madre. Por sus esfuerzos, por su orientación, compañía, paciencia y cariño. Sin ellos esto no hubiera sido posible. Papi espero no haberte defraudado, todos los días te recuerdo.

A mis hermanos, Mariana y Francisco, pues sin su compañía, mi vida no tendría el color que ahora tiene. Dios los bendiga.

A mi pequeño tesoro, quien ahora, es motivo de mi existir, Paula Sofía, quien me motiva a seguir buscando triunfos y quien es mi apoyo en tiempos difíciles. Te amo hija.

A mi amado Fidelillo, por los buenos y malos momentos, que nos ha tocado vivir a lo largo de un par de años.

A mis profesores y compañeros por los años universitarios. Ustedes son el alma de esta Amada Universidad.

Al Ing. Víctor y al Ing. Roberto, por su infinita paciencia, y a todos los ingenieros con los que he convivido a lo largo de estos años, y de los cuales tengo hermosas experiencias.

Y en especial a Dios..... Porque me regaló esta vida.

INDICE

INTRODUCCIÓN

1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

1.1 Generalidades

1.2 Tipos de roca

1.2.1 Suelos

1.2.2 Rocas ígneas

1.2.3 Rocas metamórficas

1.2.4 Rocas sedimentarias

1.2.5 Densidad relativa de las rocas

1.3 Estructura Geológica

1.4 Condiciones geológicas y tipo de cimentación

1.4.1 Cimentación sobre roca sólida

1.4.2 Cimentación sobre limo o arena fina

1.4.3 Cimentación en arcilla

1.4.4 Cimentaciones irregulares

1.4.5 Cimentación sobre caliza

1.5 Presa

1.6 Selección de la obra de excedencias

1.7 Tipos de Obra de Excedencias

1.7.1 Obras de caída libre

1.7.2 Obras con caída en rápida

1.7.3 Obras con tiro vertical

1.7.4 Obras con descarga directa a un canal

1.7.5 Obras con canal lateral

2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

2.1 Objetivo de la Obra de Excedencias

2.2 Partes que constituyen una Obra de Excedencias

2.2.1 Canal de Acceso

2.2.2 Estructura de Control (Vertedor)

2.2.3 Estructura de Descarga (Rápida)

2.2.4 Estructura Terminal

2.2.5 Canal de Salida

2.3 Selección del tipo de estructura terminal disipadora de energía

2.4 Tipos de Estructuras Terminales

2.4.1 Tanque amortiguador

2.4.2 Cubeta de Lanzamiento

2.4.3 Cubetas disipadoras de energía

3. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE UNA CUBETA

3.1 Generalidades

3.2 Diseño Geométrico de la cubeta

3.2.1 Características geométricas de la cubeta

3.3 Funcionamiento hidráulico de la cubeta

3.3.1 Gasto mínimo de despegue

3.3.2 Determinación de las presiones

3.3.3 Determinación de la trayectoria

3.3.4 Velocidad de entrada del chorro en la superficie del agua

4. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE UNA CUBETA

4.1 Generalidades

4.2 Análisis de estabilidad

4.2.1 Acciones

4.2.2 Muros

4.2.3 Revestimiento

INDICE

4.2.4 Losa de Fondo

4.3 Anclas

4.4 Juntas de Construcción

4.4.1 Materiales de relleno para juntas

4.4.2 Aspectos a considerar en el diseño de juntas

4.5 Drenaje

4.5.1 Tipos de drenaje

4.6 Lloraderos

5. EJEMPLO DE DISEÑO

5.1 Estructura de control

5.2 Perfil de agua sobre el cimacio

5.3 Canal de descarga

5.4 Muros laterales

5.5 Losa de piso

5.6 Refuerzo de estructura terminal

5.6.1 Muros

5.6.1.1 Caras interiores

5.6.1.2 Caras exteriores

5.6.1.3 Acero por cambios volumétricos

5.6.2 Losa de fondo

5.6.2.1 Armado en losa de fondo

5.6.2.2 Armado por cambios volumétricos

5.6.3 Dentellón

6. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

Cada una de las partes que integran una presa, tienen una vital importancia en el funcionamiento de la misma y su diseño está determinado por particularidades de la zona donde ha de construirse, ya que, aún cuando se cuenta con un diseño, éste, en ocasiones, se ve modificado por las condiciones geológicas, físicas y ambientales de la zona.

La construcción de una presa, trae consigo un sinnúmero de enseñanzas, que finalmente, forman la experiencia de los ingenieros que posteriormente han de dirigir obras, de igual o mayor magnitud. Se debe tener conocimiento desde el material sobre el que ha de cimentarse, material que rodea a la zona y el cual ha de servir para la construcción misma, características del río, etc.

Como primer capítulo de este trabajo, se hace mención de aspectos importantes de Geología que son considerados previos a la construcción de una obra de esta magnitud. Se hace referencia a los materiales y sus características, y de alguna manera, como éstos pueden ser aprovechados en la construcción.

El segundo capítulo del trabajo, es un resumen de las partes que componen una presa, en particular aquellas estructuras que dan forma a la Obra de Excedencias. Se hace hincapié en la estructura terminal de la obra de excedencias, que sin duda, depende de las estructuras aguas arriba y de las necesidades aguas abajo de la misma.

Derivado de lo visto en el capítulo anterior, se eligió, a manera de ejemplo, como estructura terminal una cubeta de lanzamiento, y de la cual se habla en el tercer capítulo de este trabajo. Se

INTRODUCCIÓN

resaltan las características hidráulicas y físicas que componen esta estructura, sus beneficios y aquellos momentos en los cuales éstos se convierten en una desventaja para la obra en general.

En el capítulo 4, se mencionan las características estructurales que debe tener la cubeta para llevar a cabo su función de manera adecuada, y la estrecha relación que ella guarda con las estructuras que se encuentran aguas arriba.

Finalmente en el último capítulo de este trabajo, se realiza el cálculo del diseño estructural de la cubeta de lanzamiento. Para ello se tomaron como parámetros de diseño las características de la Obra de Excedencias de la presa La Angostura, ubicada en el estado de Chiapas.

En la conclusión de este trabajo, es donde se presentan los comentarios pertinentes sobre los resultados obtenidos y la comparación de ambos diseños.

1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

1.1 Generalidades

La obra de control y excedencia es una parte intrínseca de una presa, ya sea que esta sea de almacenamiento o derivación, y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes en el vaso de la presa, ya sea en forma controlada con compuertas o con descarga libre concebidas como una verdadera "válvula de seguridad" de la presa.

En general, el ingeniero civil proyectista debe ser sumamente cauteloso al evaluar la seguridad de una obra de excedencias debido a que por una operación defectuosa o por la presencia de una avenida mayor a la de diseño de la obra el nivel del agua puede rebasar la elevación de la corona de la cortina y puede haber graves consecuencias tanto para ésta como para la vida y bienes materiales localizados aguas abajo de la misma; cuando la cortina esta hecha de tierra o de materiales graduados, en cambio para una de concreto las consecuencias de las condiciones mencionadas pueden ser menores, pero no menos importantes.

Por ello es que, precedente a la construcción de la Obra de Excedencias se realiza una minuciosa investigación para determinar el sitio más deseable, técnicamente y económicamente, ella debe incluir reconocimientos superficiales, mapas topográficos, estudios geológicos y del subsuelo. Además de contemplar pruebas que deben hacerse a los materiales de la cimentación y su extensión depende de la magnitud del proyecto y de las condiciones en que se encuentre el subsuelo.

Las investigaciones preliminares usualmente requieren:

- 1) Un estudio no muy preciso de la superficie del sitio con el mapa topográfico resultante del sitio

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

- 2) Algunas perforaciones (de 6 a 50 m de profundidad) acorde con la magnitud del proyecto y las características de la cimentación.
- 3) Un reporte de una investigación geológica preliminar.
- 4) Investigación de los materiales de construcción disponibles, tales como tierra y grava así como los agregados del concreto.
- 5) Un estudio hidrológico.
- 6) Revisión de niveles máximos de agua y su uso en la determinación de los requerimientos para la capacidad de la obra de excedencias.

El objetivo de las investigaciones preliminares es la obtención únicamente de suficientes datos que permitan estudios de gabinete, dentro de los cuales se encuentra la estimación de costos para determinar el costo total de la estructura que forma la Obra de Excedencias y buscar el más económico.

Otro aspecto importante que se debe considerar en el diseño de la obra de excedencias es la frecuencia con que funcione, es decir el numero de veces por año que vaya a trabajar.

En general, se puede afirmar que el incremento en costo de una obra de este tipo no es directamente proporcional al incremento de su capacidad de descarga, por lo que con frecuencia el costo de una capacidad grande será solo moderadamente mayor a la de otra con una capacidad reducida, esto puede ser la razón para proyectar obras con descarga amplia.

Para entender el comportamiento del terreno, el ingeniero civil debe conocer los procesos geológicos básicos, y estudiar las rocas y los suelos que provienen de las mismas, especialmente analizando las propiedades asociadas a su comportamiento bajo presión mecánica y ante las fuerzas químicas que actúan en la superficie terrestre.

Las rocas principalmente están formadas por diversas clases de minerales. En general, aproximadamente el 95% de una roca lo constituyen tres o cuatro minerales y el 5% restante puede contener hasta 20.

En especial, algunos minerales, lo que son ricos en hierro, magnesio y carbonatos se desintegran con la mayor rapidez cuando están expuestos a la atmósfera y al agua, y su desintegración reduce la resistencia de ella.

Los minerales tienen una estructura interna definida y el arreglo tiene un efecto importante sobre la resistencia mecánica de los minerales de las rocas.

Tres procesos distintos intervienen en la formación de rocas y por ello su origen es de tipo ígneo, sedimentario y metamórfico.

1.2 Tipos de roca

1.2.1 Suelos

Muchas de las características de los suelos superficiales están estrechamente relacionadas con el tipo de la roca de la que provienen.

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

La mayor parte de los suelos son acumulaciones heterogéneas de granos minerales que no están cementados. Las propiedades físicas de los suelos, como el peso específico, permeabilidad, resistencia al corte, compresibilidad y su comportamiento con el agua son de gran importancia.

La masa de suelo consta de partículas sólidas y fluidos que llenan sus poros, las primeras generalmente, son granos minerales de varios tamaños y formas, dispuestos en todos los órdenes concebibles.

Las propiedades físicas de las rocas son afectadas por las propiedades de los minerales que las constituyen, el arreglo de los minerales entre si, el tamaño de grano, etc, y ellas son menos variables en las rocas ígneas, excluyendo los efectos de fracturación. En general, las rocas mas fuertes son mas densas, y las menos resistentes son las porosas.

1.2.2 Rocas ígneas

Generalmente, a las rocas ígneas se les llama primarias. Son rocas que se han solidificado de una masa fundida llamada magma, dentro de la tierra o de lava cuando han sido expulsadas sobre la superficie de la tierra. La variación de sus características en este tipo de roca es debido a las diferencias en la composición química de la masa fundida original y las condiciones físicas bajo las cuales se solidifico.

Las rocas ígneas intrusivas incluyen las corrientes de lava y deyecciones volcánicas y son el resultado de la solidificación de la lava que ha salido por las fisuras de la corteza terrestre, o que ha sido vertida, la cual es la forma más común en que se presentan las rocas ígneas extrusivas. Algunos ejemplos de rocas ígneas son:

Granito. Estas rocas son consideradas firmes para soportar grandes presiones y son, generalmente, impermeables, aunque debe ser sujeto a investigaciones por fisuras, desintegración y particularmente por el contenido de arcilla. La temperatura es un factor que puede ocasionar su fracturación.

Gabros, andesitas, dolorita y basalto. Estas rocas son consideradas firmes para soportar estructuras ordinarias y otras estructuras como bordos pequeños, pero no lo son para soportar grandes almacenamientos de agua.

Rocas porfiríticas, lavas, traquitas, andesitas y basaltos. Aunque pueden ser sanas por si mismas, se encuentran siempre más o menos fisuradas y requieren de una inyección de cemento para evitar filtraciones a través de ellas, mediante este procedimiento son aptas para la construcción de cortinas.

1.2.3 Rocas metamórficas

Las rocas metamórficas son las que se forman de rocas ígneas o sedimentarias preexistentes, como resultado de un ajuste forzoso de estas rocas a medios diferentes de aquellos en que originalmente se formaron. Este ajuste puede consistir en la formación dentro de la roca de nuevas estructuras, texturas, minerales, o una combinación de todos ellos.

La temperatura, la presión y los líquidos y gases químicamente activos son los principales factores involucrados en el metamorfismo.

En ocasiones, es incierto el comportamiento de este tipo de rocas, pero, por ejemplo, muchas cortinas han sido construidas sobre ellas de forma satisfactoria, sin embargo, la inyección de

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

cemento en la cimentación es esencial. El tipo de cortina construida sobre rocas metamórficas puede ser de gravedad, contrafuertes o enrocamiento.

En muchos casos la roca puede ser cubierta con depósitos de corrientes y material aluvial, los cuales si son excesivos pueden causar que se deseche el proyecto.

Ejemplos de tipo de roca metamórfica son:

Gneis y esquisto de mica. Este tipo de roca y las relacionadas con ellas tienen un comportamiento satisfactorio para soportar grandes presiones de agua. Sin embargo, pueden facilitar el deslizamiento, particularmente el esquisto de mica es menos favorable por la presencia de la mica.

El mármol. Es una roca maciza compuesta de carbonato de calcio y magnesio, y que contiene, esencialmente, los mismos minerales que las rocas calizas sedimentarias de las que proviene, es muy pesado y exhibe una amplia variedad de colores según las impurezas que lo acompañan. Para fines constructivos se usa como revestimiento de paramentos de concreto y para muros y pisos en interiores.

La cuarcita. Derivada de la arenisca por recristalización o cementación por cuarzo. El material cementante es tan duro como los granos de arena, y por lo tanto, las superficies de fractura son lisas.

1.2.4 Rocas sedimentarias

También son conocidas como estratificadas, siendo de origen secundario. Están formadas por masas en forma de sedimentos que se han endurecido por cementación, compactación o recristalización incipiente. El material inorgánico que entra en la composición de la mayor parte de este tipo de rocas proviene de la desintegración y descomposición de las ígneas y metamórficas. Este material es acarreado de su posición original por el agua, el viento o glaciares, en forma de partículas sólidas o de sales disueltas.

Entre las rocas sedimentarias se encuentran:

Limo y arcilla. Los suelos que contienen grandes cantidades de limo y arcilla manifiestan cambios marcados en sus propiedades físicas con la variación de la proporción del agua. Una arcilla seca y dura, puede ser un material bueno para la cimentación para cargas pesadas, pero puede volverse un lodazal si se moja. La arcilla es un fino plástico, son casi impermeables, difíciles de compactar cuando están mojadas, sufre de grandes contracciones con los cambios de humedad.

Los limos difieren de las arcillas en muchos aspectos, pero debido a lo semejante de su apariencia, con frecuencia se han confundido. Los limos son finos que no son plásticos. Son inherentemente inestables en la presencia de agua y tienden la tendencia a licuarse cuando se saturan. Son bastante impermeables y difíciles de compactar y su tendencia es a hincharse cuando se congelan y cambian de volumen al cambiar de forma, caso contrario a lo que ocurre en las arcillas.

Grava y arena. Tienen esencialmente las mismas propiedades técnicas que difieren solamente en grado. Las gravas bien graduadas compactadas o las arenas son materiales estables. Los suelos de granos gruesos desprovistos de finos son permeables, fáciles de compactar, les afecta poco la humedad y no sufren por efecto de las heladas. Las gravas son más permeables, más estables, y les afecta menos el agua que a las arenas, cuando contienen la misma cantidad de finos.

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

1.2.5 Densidad relativa de las rocas

Esta propiedad varía desde 2.6 en las rocas con abundante sílice y que, por lo tanto, contienen cuarzo y feldspatos como minerales primarios, hasta 3.4 en las rocas básicas y ultrabásicas que contienen menos sílice pero más magnesio y hierro. Las rocas con intersticios, resultado de los procesos en que se formó originalmente o de su desgaste posterior en la superficie, tienen una densidad relativa menor. Estos intersticios hacen que la roca sea mecánicamente débil, de modo que la densidad relativa de una roca y la comparación con el valor esperado para una muestra del mismo tipo, pero no intemperizada, indica la resistencia de la misma.

1.3 Estructura geológica

El término estructura geológica se emplea para describir las masas rocosas considerando las tres dimensiones. La corteza terrestre está constituida por una gran diversidad de estructuras geológicas y la principal está compuesta por un conjunto de otras pequeñas, también, pueden tener límites bien definidos entre sí o pueden pasar gradualmente de un tipo a otro. La unidad estructural fundamental de las rocas sedimentarias se denomina **capa o estrato**, aunque a veces se utiliza para cualquier tipo de roca con estructura en forma de estratificación. Un grupo de tales capas se llaman **formación**, y a menudo esta compuesto de distintos tipos de roca.

Después de millones de años de sedimentación el movimiento ascendente del lecho oceánico eleva las rocas, este movimiento provoca que las formaciones de roca sobresalgan del plano horizontal, como las estructuras en forma de domo. Entonces, se dice que las capas **buzan**, es decir, tienen **echado o inclinación** hacia abajo de la horizontal.

El **buzamiento** de un plano corresponde al ángulo que forma una de sus rectas de máxima pendiente con respecto a un plano horizontal. El buzamiento de un plano se expresa mediante un valor angular en grados (el valor solo puede variar entre 0° y 90°) los planos cuyo buzamiento son 0° son horizontales, (poseen infinitos rumbos), y los planos cuyo buzamiento son 90° son verticales (carecen de sentido de buzamiento). Este valor debe ir acompañado de uno de los puntos cardinales que corresponderá al sentido en el cual el plano buza o baja. El **rumbo** de un plano, viene definido por la orientación geográfica de la línea que se obtiene al intersectar el plano geológico con un plano horizontal cualquiera. La línea de rumbo de un plano se caracteriza por estar contenida en el plano y ser horizontal, y por ende carece de declive y sólo posee dirección. Se refieren todos los rumbos única y exclusivamente con respecto al Norte geográfico.

El objeto de medir el echado es obtener información total sobre la posición tridimensional de las formaciones rocosas que se encuentran bajo la superficie así como aquellas partes de las mismas que son visibles.

La compresión de la corteza terrestre provoca que las capas se plieguen formando estructuras denominadas **anticlinales y sinclinales**.

Los estratos en la zona de compresión se pliegan en forma de estructuras corrugadas. Los plegamientos son provocados por esfuerzos que van de ligeros hasta muy fuertes. Cuando las formaciones de roca se someten a esfuerzos superiores al límite elástico se rompen, a este proceso se le llama **fallamiento**. Cuando las rocas se pliegan por compresión o cuando se estiran por tensión pueden soportar una cantidad de distorsión pero finalmente se rompen. Las grietas de las rocas se llaman **fallas**. Las fallas tienen estrechos vínculos con las fracturas, y con frecuencia, son paralelas.

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Cualquier discontinuidad de origen secundario en la masa de una roca puede definirse como **fractura**, independientemente de su orden de dimensiones.

En una falla ha habido rompimiento y desplazamiento, mientras que en una fractura no ha habido movimiento a través del plano de discontinuidad.

1.4 Condiciones geológicas y cimentación

La obra de excedencias debe ser construida en cualquier tipo de cimentación que sea capaz de sostener las cargas sin sufrir deformaciones. Sin embargo, puede suceder que al permitir el paso de grandes flujos de agua sufra una excesiva erosión, por lo que la cimentación debe ser protegida por una capa de concreto.

Pocos datos son los disponibles en cuanto a la erosionabilidad de la tierra y las rocas. Las arenas sin cementar y las gravas son, por supuesto, las más susceptibles a erosionarse. Las capas duras y las arcillas son mucho más resistentes al flujo de agua.

La exploración geológica debe ser precedida por un preparación de una mapa geológico de la zona donde ha de encontrarse la obra y de las zonas adyacentes. Lo que se hace es una exploración de subsuelo mediante barrenos o trincheras que se hacen a lo largo de la alineación de ella. Los materiales suaves deben ser identificados en la investigación geológica por lo que su retiro es obligatorio. Debe tenerse cuidado en que no existan capas planas, sistemas de fracturas o estructuras rocosas con orientación inestable que pudieran causar deslizamientos de tierra en la cimentación.

Las personas que realizan los levantamientos geológicos inician su trabajo en un mapa topográfico 1: 10 000, en donde vacían todos los datos referentes a los afloramientos, empleando símbolos para las diferentes clases de rocas. Una vez tomada la decisión sobre las variedades de roca que se deben registrar en el mapa, se hace el levantamiento general de toda la zona, se indican todos los afloramientos, se miden los rumbos y echados de las rocas estratificadas. Para su identificación se usa el símbolo \perp , que indica el rumbo y echado. El buzamiento se indica con una flecha apuntando en dirección del mismo (hacia abajo), con un valor numérico que representa el ángulo del buzamiento.

Cuando se observa con claridad el lugar donde una roca termina y otra comienza, el limite se indica en el mapa con una línea continua, en caso contrario se emplea una línea discontinua. El mismo tipo de identificación se emplea para denotar las fallas.

Los cortes en las laderas y las laderas naturales adyacentes a la Obra de Excedencias deben ser estudiados con precisión. Una ladera potencialmente inestable es más propensa a fallar después de la saturación producto de una lluvia intensa o durante la ocurrencia de un sismo.

La estabilidad de las laderas rocosas requieren de un análisis geotécnico, tomando en consideración las capas planas, juntas, fracturas, condiciones de suelo bajo la acción del agua y las condiciones físicas de la roca. En cuanto a la estabilidad de las laderas de tierra, el análisis deberá hacerse tomando en consideración las técnicas propias de la mecánica de sólidos.

Se puede obtener mucha información técnica útil de los mapas geológicos, ya que en ellos es posible identificar las unidades rocosas que quedan por abajo del desplante. Cuando se consideran la influencia del clima y del relieve, es posible hacer predicciones razonables del tipo de suelo asociado con los diferentes materiales de los cuales proviene. Las condiciones que imperan abajo

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

de la superficie puede a menudo inferirse correctamente por medio de los datos tridimensionales dados en los mapas geológicos.

En los mapas geológicos las rocas son identificadas por su edad, considerada dentro de los periodos geológicos. La unidad de roca más pequeña que figura es generalmente una formación. La extensión superficial esta indicada en los mapas por medio de letras, colores y signos convencionales.

Las combinaciones que se pueden utilizar, son, por ejemplo, las que se mencionan a continuación:

Signos	Definición
Combinación de puntos y rayas	Rocas sedimentarias
Ganchos, cruces o signos que simulan cristales	Rocas ígneas
Líneas onduladas	Rocas metamórficas
Color	Periodo
Tonos amarillos y anaranjados	Rocas del cenozoico
Tonos bermejos y rojos	Rocas del precámbrico
Azules y púrpuras	Rocas del paleozoico

Tabla 1.1 Nomenclatura para planos geológicos

Estudiando el mapa geológico básico, al mismo tiempo que los datos geológicos colaterales que pertenecen al área mostrada, es posible preparar un mapa especial en el que se interprete la geología en función de los materiales de construcción. De la misma forma , las condiciones de la cimentación y de las excavaciones, así como los datos superficiales y los relativos al nivel freático, pueden interpretarse del mapa geológico.

1.4.1 Cimentación sobre roca sólida

Debido a su relativamente alta resistencia a las cargas, y su resistencia a la erosión y filtración, presenta pocas restricciones. El factor decisivo será la economía que se puede obtener en los materiales o en el costo total. Con frecuencia será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.

1.4.2 Cimentación de limo o de arena fina

Los principales problemas que se pueden presentar son asentamientos, tubificaciones y filtración. Debe considerarse la protección contra la erosión.

1.4.3 Cimentaciones de arcilla

Requieren de un tratamiento especial. Pueden producirse grandes asentamientos si la arcilla no esta consolidada y su humedad es elevada.

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

1.4.4 Cimentaciones irregulares

Ocasionalmente, pueden ocurrir situaciones donde no es posible encontrar cimentaciones razonablemente uniformes que correspondan a alguna de las clasificaciones anteriores y que obligara a construir sobre una cimentación irregular formada por roca y materiales blandos. Estas condiciones pueden resolverse aplicando tratamientos especiales.

1.4.5 Cimentación sobre caliza

Puede producir depósitos de tufa calcárea, la cual puede requerir algún tratamiento a base de inyecciones de cemento debido a su debilidad. La caliza dolomita puede dar origen a grandes fisuras a la entrada de grutas y de los sitios donde se tiene planeado el proyecto, por lo que los diseños también tienen que ser modificados y adecuados a la condición mencionada

1.5 Presas

Los elementos de un aprovechamiento hidráulico son los que se describen a continuación:

- 1) Área de captación o cuenca hidrográfica de un río, definida a partir del sitio de almacenamiento
- 2) Almacenamiento, formado por una presa, en un sitio previamente escogido, que es donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda
- 3) Derivación, en donde a través de una presa, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción
- 4) Sistema de conducción que puede estar formado por conductos abiertos o cerrados y sus estructuras, a través del cual se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento
- 5) Sistema de distribución, el cual se constituye de acuerdo con el fin específico del aprovechamiento
- 6) Utilización directa del agua, la cual se efectúa también a través de elementos específicos del fin que se trate, por ejemplo, turbinas en caso de plantas hidroeléctricas, tomas domiciliarias en caso de abastecimiento, etc.
- 7) Eliminación de volúmenes sobrantes, los cuales se efectúan a través de sistemas de alcantarillado en el caso de abastecimiento, drenes en caso de sistemas de riego, estructura de desfogue en caso de plantas hidroeléctricas, etc.

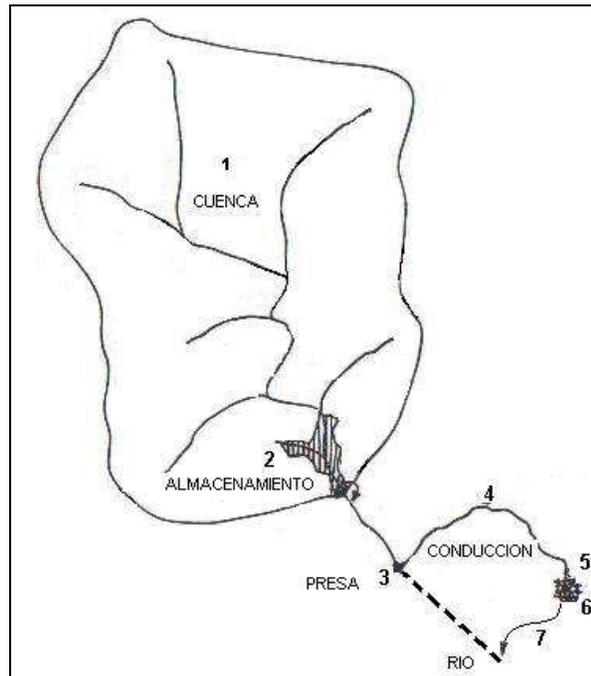


Fig. 1.1 Elementos de un aprovechamiento

La presa está formada por la cortina, obra de desvío, obra de toma, obra de control y obra de excedencias.

Se entiende por cortina, una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con objeto de formar un almacenamiento o una derivación . Tal estructura debe ser estable y relativamente impermeable.

Pueden clasificarse con referencia a su altura, su propósito y el tipo de construcción y los materiales que la constituyen.

La siguiente tabla describe de manera breve los tipos de cortina:

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

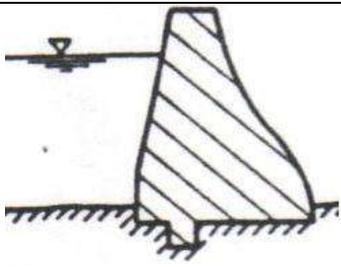
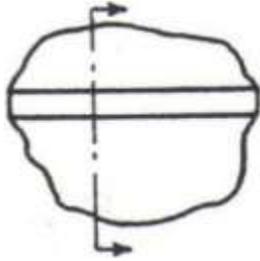
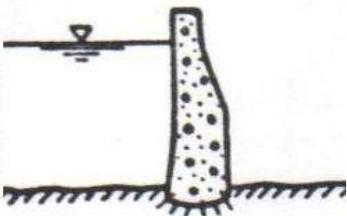
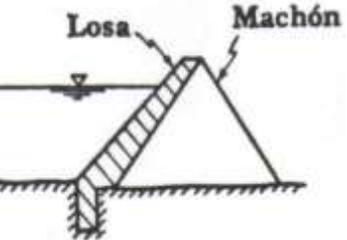
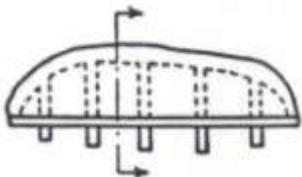
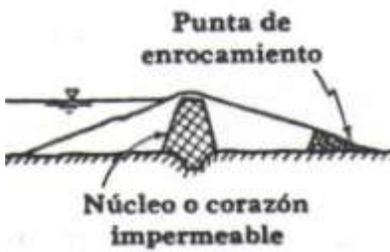
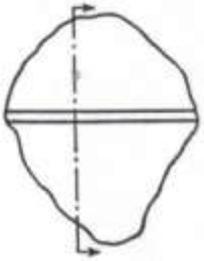
TIPO	MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA	PLANTA
Gravedad	Concreto, mampostería de segunda		
Arco	Concreto		
Machones	Concreto (también madera y acero)		
Terraplenes de materiales graduados	Tierra Roca		

Tabla 1.2 Tipos básicos de cortinas

1.6 Selección de la Obra de Excedencias

El tamaño hidráulico y las características de descarga de la Obra de Excedencias, es determinado, mediante el gasto de diseño y dimensiones que se le quiera dar a la estructura de control.

Entonces un diseño en particular de la obra de excedencias puede ser desarrollado bajo la consideración de la topografía, las condiciones de la cimentación y la estructura de control que considere más conveniente.

Las condiciones del sitio influyen considerablemente en la selección del sitio, tipo y componentes de la obra de excedencias: la pendiente del terreno por donde pasa la estructura de control, el canal

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

de descarga, el tipo y volumen de excavación y la posibilidad de usar el material producto de esto último como material para la construcción de la cortina, la permeabilidad, la capacidad de carga de la cimentación, la estabilidad de los taludes de la excavación, etc.

La adopción de un tamaño particular para cada uno de los componentes de la obra de excedencias puede influir en la selección del resto.

La obra de excedencias puede ser parte integral de la cortina, en el caso de las cortinas de concreto, o pueden ser una estructura separada, en cortinas de material suelto. En algunos casos puede combinarse como una estructura de descarga común, con las obras de toma, o incluidas dentro del plan de derivación al río por economía.

El plan final dependerá del estudio económico del conjunto, y de la eficiencia hidráulica y estructural.

1.7 Tipos de Obra de Excedencia

Se clasifican de acuerdo con sus características más importantes, ya sea con respecto al sistema de control, al canal de descarga o a sus componentes. Con frecuencia se clasifican en descarga controlada y/o libre, según lleve o no compuertas.

Una clasificación de acuerdo a su vertedor o estructura de control se describe a continuación:

1.7.1 Obras de caída libre

Están asociadas a cortinas de arco o de contrafuertes (ver tabla 1.2), donde el espesor del concreto y la geometría general no sean favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior; si la roca de cimentación es resistente a la erosión, el agua se puede dejar caer libremente sin protección; pero en caso contrario se debe prever alguna estructura para disipar energía cinética del agua y amortiguar el impacto.

1.7.2 Obras con caída en rápida

Se localizan en una sección reducida de la cortina de tipo gravedad (ver tabla 1.2), sobre la cual se permite el paso del flujo del agua.

La cresta se forma para ajustarse a la vena líquida en las condiciones de descarga máxima. Si la roca de cimentación es compacta y de buena calidad, la parte inferior de la descarga se puede diseñar como una cubeta de lanzamiento o salto de esquí; si la cimentación es erosionable se requerirá de la construcción de un tanque amortiguador.

1.7.3 Obras con tiro vertical

Tienen una entrada de embudo que conecta a un túnel en cuyo extremo inferior puede existir una estructura de lanzamiento o una disipadora de energía.

Esta forma de vertedor se adapta a presas con embalses muy encañonados, gastos relativamente pequeños y que el agua que fluya a través de ellos este libre de objetos que pueda obstruirlos.

1.7.4 Obras con descarga directa a un canal

Están asociados a cortinas de tierra, tierra y enrocamiento o concreto (ver tabla 1.2), cuando por alguna razón en particular no conviene que éstas sean vertedoras.

CAPÍTULO 1. LOCALIZACIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Se considera buena práctica de ingeniería no ubicar este tipo de vertedores sobre cortinas de tierra o tierra y enrocamiento (ver tabla 1.2), debido a que están sometidas a algún grado de asentamiento después de terminada la construcción; éstos podrían provocar movimientos verticales y agrietamientos en el canal de descarga del vertedor. El agua que fluye en dichas descargas puede adquirir velocidades del orden de 40 o 50 m/s dependiendo del desnivel, la pendiente y la rugosidad del canal. Con estas velocidades, cualquier desalineamiento de los planos de revestimiento puede provocar una presión hidrostática en la cara inferior de la losa y levantarla, trayendo como consecuencia el colapso de la estructura y del resto de las estructuras que forman una presa.

1.7.5 Obras con canal lateral

Estos vertedores tienen la particularidad de que el eje del canal de descarga es paralelo o casi paralelo al eje de la sección vertedora, la cual también lo es a la dirección de la corriente.

Los elementos que lo conforman se pueden mencionar como sigue: acceso, sección de control, canal colector, canal de descarga y estructura terminal. Generalmente, están asociados a cortinas de tierra o tierra y enrocamiento (ver tabla 1.2) construidas en ríos encañonados y con grandes avenidas, o donde se requieren grandes longitudes de cresta.

2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

2.1 Objetivo de la Obra de Excedencias

La función de una Obra de Excedencias en una presa de almacenamiento o de derivación consiste en dejar salir el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento, y en el caso de una presa derivadora, dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación.

El tamaño del almacenamiento es un factor importante a considerarse, por ejemplo, en las cortinas de tierra y enrocamiento, que corren el riesgo de ser destruidas si es rebasada en la corona por el agua. La capacidad de una obra de excedencia la determinan la avenida de diseño, las características del embalse y el programa de operación de la propia obra.

Además de tener suficiente capacidad, la obra debe ser hidráulica y estructuralmente adecuada y con las descargas localizadas de manera que no erosionen el pie de la cortina u otras estructuras existentes aguas abajo.

Los materiales que formen los revestimientos de la estructura deben ser resistentes a la erosión y tener un acabado liso, con el fin de que sean capaces de resistir las altas velocidades que frecuentemente se presentan en ellas, así como para evitar fenómenos de cavitación y presiones diferenciales en las caras del revestimiento.

En ocasiones, es necesario distribuir los volúmenes excedentes de agua en dos obras: una de ellas llamada vertedor de servicio, que descarga con mayor frecuencia y exige mayor seguridad en su operación, y la otra denominada vertedor de emergencia, que descarga eventualmente de manera

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

simultánea, a fin de permitir la reparación de la de servicio en caso dado o bien, se presentará una avenida igual o mayor a la de diseño y lograr mayor economía y seguridad al conjunto.

La obra se utiliza para descargar la avenida de diseño, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos en el río y del tránsito de la avenida a través del vaso de almacenamiento, el gasto que desalojara la obra. Dichos estudios permiten conocer la carga y gasto máximo, y si es el caso, las políticas de operación con que debe manejarse la obra de excedencias.

2.2 Partes que constituyen una Obra de Excedencias

En general, la obra de excedencias se compone de diferentes elementos que se describen a continuación:

2.2.1 Canal de acceso

Conduce el agua desde el almacenamiento hasta la estructura de control, de manera que llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en la estructura de control y no se reviste en su mayor longitud.

Cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y directamente cae al río, como en el caso de una obra de excedencias colocado en el cuerpo de la cortina de concreto, no son necesarios ni el canal de llegada ni el de salida. Sin embargo, en el caso de obras de excedencias ubicadas en las laderas en las que se apoya la cortina o en puertos o cuchillas, pueden ser necesarios los canales que lleven el agua al control del vertedor y para conducir el agua a la estructura terminal.

Las velocidades a lo largo de este canal deberán limitarse, ya que como no se reviste se puede erosionar, y las curvaturas y transiciones deberán hacerse de forma gradual, con el objeto de disminuir las pérdidas de carga a lo largo del canal.

Las velocidades de llegada y la profundidad que haya abajo del nivel de la cresta tienen una influencia importante en la descarga sobre una cresta de un vertedor. A una mayor profundidad de llegada, con la consiguiente reducción de la velocidad de llegada, da como resultado un coeficiente de descarga mayor. Dentro de los límites que se requieren para obtener una buena circulación y velocidades que no produzcan arrastres, la determinación de la profundidad del canal de entrada a la anchura es cuestión económica.

2.2.2 Estructura de control (vertedor)

Regula las descargas del almacenamiento. La regulación puede efectuarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral, un cimacio, un orificio, o una tubería, que pueden descargar libremente o sumergidos y estar controlados o no por compuertas. En cualquier caso, es muy importante lograr la mayor eficiencia de la estructura de control, con un coeficiente de descarga lo más grande posible para la descarga máxima y evitar el despegue de la lámina vertiente sobre el cimacio.

Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su figura. En planta los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U o redondos. En el caso de los orificios, éstos pueden ser horizontales, inclinados o verticales, y en su forma pueden ser circulares, cuadrado, rectangular o de forma irregular.

2.2.3 Conducto de descarga

Permite conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control, hasta el río aguas abajo de la presa. Dicho conducto puede ser canal a cielo abierto, ya sea a través de la cortina o por las laderas o bien túnel por las laderas, o una combinación de ambas. La selección del tipo y dimensiones están regidos por las consideraciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas del sitio. Debido a la gran velocidad del agua que pueden desarrollarse, es necesario revestir las paredes del conducto de descarga y lograr que el escurrimiento sea lo más satisfactorio posible.

2.2.4 Estructural terminal

Se ubica al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien lanzar el agua directamente al río para lograr su disipación, aunque esta ocurra fuera de la estructura terminal. El objetivo es alcanzar una disipación eficaz de la energía y eliminar la erosión en la zona de la caída.

2.2.5 Canal de salida

El canal de salida es la estructura que capta el agua que sale de la estructura terminal; su función es la de conducir el agua nuevamente al río.

No siempre se requiere construir un canal de salida, esto depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca, de la disposición de otras estructuras, etc. y no se reviste.

2.3 Selección del tipo de estructura terminal disipadora de energía

Siendo necesaria la disipación de la energía del escurrimiento antes de efectuar la descarga al río deberá seleccionarse el tipo de estructura terminal, considerando el efecto del nivel del agua en el río en la zona de descarga de la obra de excedencias.

La selección de la estructura terminal depende entre otros aspectos de la posición relativa de las elevaciones del final del canal de descarga y del nivel del agua del río en el punto de descarga y debe considerarse el posible efecto del remanso en la zona de descarga. Esto último se puede determinar haciendo una comparación entre la curva de tirantes en el río-gasto, en la zona de descarga y la curva de tirantes conjugados mayores-gastos (figura 2.1), obtenida para un salto hidráulico formado en un tanque amortiguador de ancho igual al canal de descarga y colocado a la elevación de la plantilla del río en la zona de descarga. El salto hidráulico indica un cambio de flujo, supercrítico (rápido) a subcrítico (lento), el cual va acompañado de una fuerte pérdida de energía.

La fórmula del salto hidráulico que se emplea para obtener la curva de conjugados mayores-gastos esta dada por:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right]$$
$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

donde

- y_2 tirante conjugado mayor de un resalto que se forma con un conjugado menor y_1 , en m
 y_1 tirante conjugado menor del conjugado mayor y_2 , que corresponde al tirante del flujo al final de la rápida e inicio del resalto
 F_{r1} número de Froude que corresponde a la sección de la rápida donde se tiene y_1
 V_1 velocidad del flujo que corresponde al tirante y_1
 g aceleración de la gravedad

Como resultado de dicha comparación se pueden tener cuatro casos fundamentales (ver figura 2.1) que son:

- La curva de los tirantes del río queda siempre sobre la de los conjugados.
- La curva de tirantes queda siempre por debajo de la curva de los conjugados
- Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene mayor curvatura que la de los conjugados.
- Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tienen una curvatura menor que la de los conjugados

Los tirantes en el río se obtienen de la curva Elev- $Q_{\text{río}}$, calculada para hacer el diseño de la obra de desvío. El procedimiento de cálculo consiste en seleccionar un gasto y calcular y_1 , y_2 y el correspondiente tirante en el río para el gasto escogido. Los valores de y_2 y tirante en el río se dibujan contra el gasto. Se repite el procedimiento varias veces.

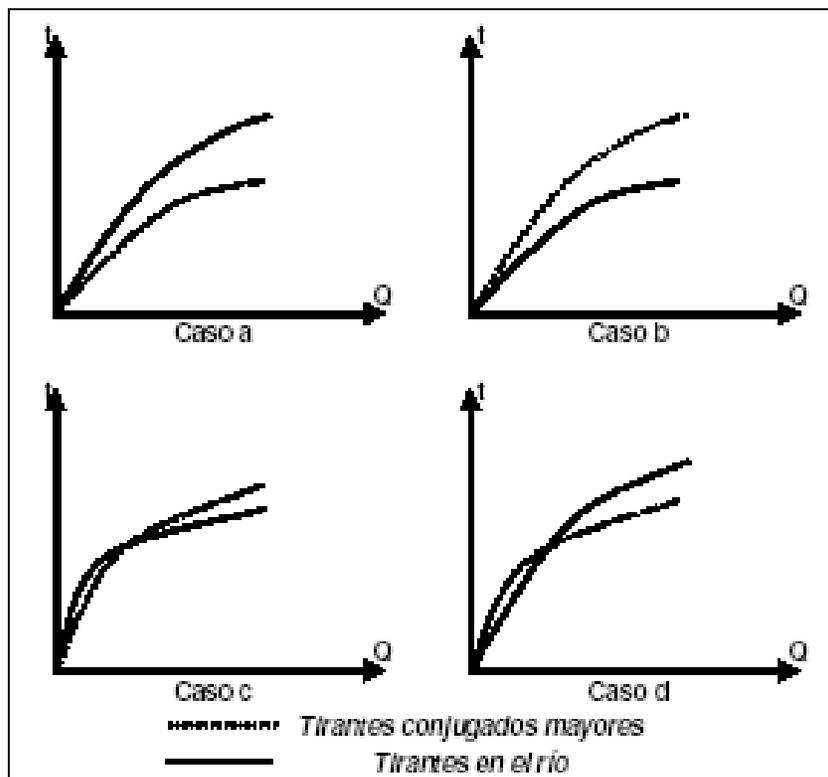


Figura 2.1 Curvas de comparación de tirantes conjugados y tirantes del río

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

Cuando para un gasto dado, el nivel del río es superior al nivel del conjugado mayor, el salto hidráulico se ahoga, si los niveles coinciden es un salto claro, y si los niveles del río se encuentran por debajo del nivel del conjugado, se presenta un salto hidráulico barrido.

De acuerdo a cada uno de estos casos se selecciona el tipo de estructura terminal más eficiente: un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía, y cuya finalidad será la de propiciar un salto hidráulico.

Si se tiene una curva tipo a, la disipación de la energía se hace normalmente con cubetas deflectoras, no se recomienda el uso de tanques amortiguadores con plantilla inclinada, a causa de los grandes volúmenes de concreto requeridos.

Si se tiene una curva tipo b) ó c), es necesario un tanque amortiguador, el cual deberá profundizarse con excavación bajo el cauce, con el fin de asegurar el salto hidráulico para todas las descargas. El gasto máximo de la obra de excedencias es el que determina la profundidad del tanque. Si dicho tanque presentase un ancho mayor con respecto al canal de descarga, la profundidad de descarga disminuye, y la curva de tirantes conjugados se aproxima a la curva de tirantes del río.

Si se tiene una curva tipo d), la estructura que asegura el salto hidráulico es el tanque amortiguador con un nivel de plantilla determinado para un gasto inferior al máximo de descarga.

Sin embargo, la selección de la estructura terminal también estará en función de los aspectos constructivos y económicos, en consecuencia la selección del ancho y elevación de la plantilla está basada en éstos aspectos.

2.4 Tipos de estructuras terminales

2.4.1 Tanque amortiguador

La función de un tanque amortiguador es la de disipar energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga, antes de que el agua retome el cauce del río. Todos los diseños del tanque amortiguador se basan en el principio del salto hidráulico, el cual es la conversión de altas velocidades del flujo a velocidades que no pueden dañar el conducto de aguas abajo.

Existe una relación estrecha entre la velocidad y el tirante aguas arriba del salto hidráulico y el tirante conjugado aguas abajo del salto, por lo que la longitud, el ancho y la profundidad del tanque amortiguador están interrelacionados entre sí, como se puede observar en la figura 2.2

A partir del gasto de diseño, Q , se puede determinar el tirante normal "t" en el río, y por consiguiente la elevación del agua a la salida del tanque. Con el gasto Q y un ancho supuesto del tanque puede determinarse al tirante t_1 y v_1 , a su vez, con éstos últimos valores se puede determinar el tirante conjugado mayor, t_2 . Sustrayendo este tirante del nivel del agua a la salida se obtiene la elevación del piso del tanque amortiguador.

Desafortunadamente no se tendrá un solo gasto, sino una variación muy grande de ellos, desde un Q mínimo, hasta el de diseño, rango en el que deberá presentarse el salto hidráulico.

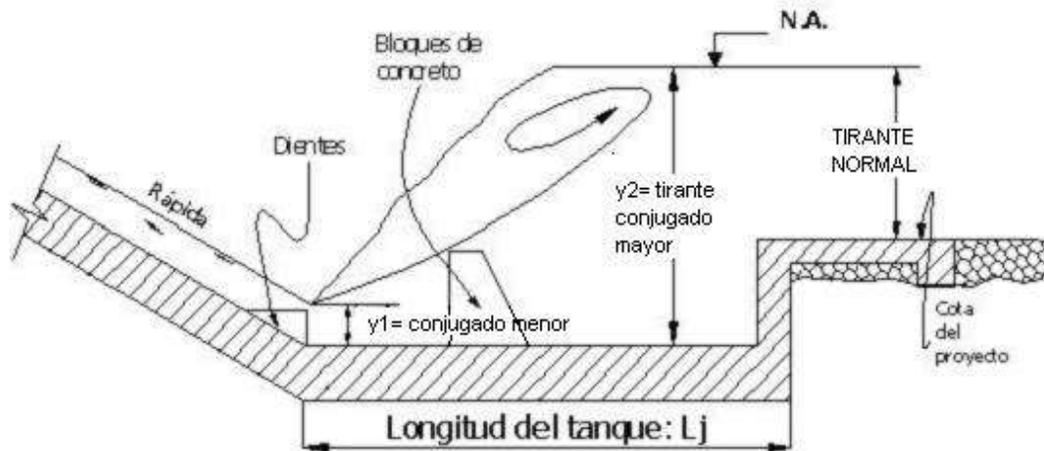


Figura 2.2 Características de un tanque amortiguador

Con el fin de apreciar el fenómeno antes descrito se preparan las curvas donde se relaciona la elevación en metros y el gasto (ver figura 2.3). En el caso ideal las curvas deben coincidir, pero esto rara vez sucede.

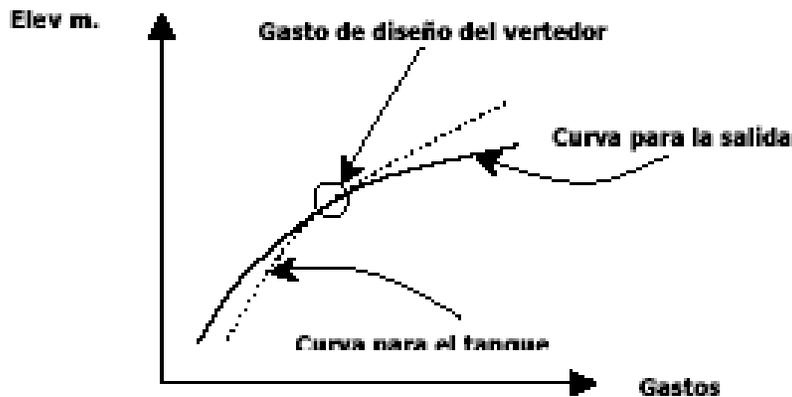


Figura 2.3 Curva Elevaciones-Gasto para tanques

Cuando la elevación del agua en el tanque es mayor que en la salida, existe el peligro de que el salto hidráulico se desaloje hacia afuera del tanque. Cuando la elevación del agua en el tanque sea menor que a la salida, el salto se moverá hacia el pie de la rápida y se ahogará parcial o completamente, funcionando de forma ineficiente.

Como alternativas de solución a esta situación se presentan:

1. Cambiar el ancho del tanque amortiguador
2. Cambiar la elevación del piso tanque
3. Cambiar la elevación del agua a la salida por medio de una sección de control
4. Instalación de dientes o bloques de concreto en el fondo del tanque, con lo que se genera una fuerza en dirección aguas arriba, que se suma a la presión hidrostática de aguas abajo

La longitud del tanque amortiguador se hace igual o un poco mayor a la longitud del salto hidráulico. De forma experimental se ha encontrado que en un piso horizontal la longitud del salto

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

es aproximadamente siete veces la diferencia de tirantes conjugados. Esta longitud se puede reducir construyendo dientes y bloques de concreto o sobreelevando la salida.

Los dientes se colocan a la entrada del tanque amortiguador y tienen como función la de dispersar el flujo, los bloques de concreto se instalan en el piso del tanque y su función es estabilizar el salto suministrando una fuerza en el sentido de aguas arriba. Para prevenir la erosión del cauce a la salida se recomienda la construcción de un dentellón a la salida del tanque y revestir el lecho y las márgenes del río con un sampeado seco (piedra colocada a la salida del tanque).

Para el diseño definitivo es aconsejable que el funcionamiento del tanque amortiguador se compruebe mediante un modelo hidráulico. La siguiente figura muestra las características de algunos tanques amortiguadores:

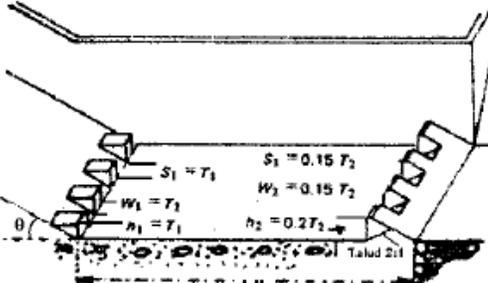
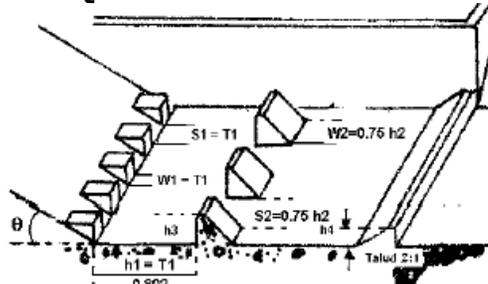
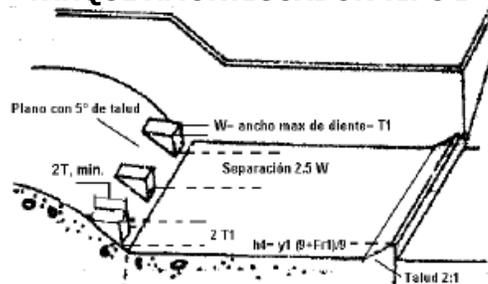
Tanque	Características
<p>TANQUE AMORTIGUADOR TIPO III</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Tanque amortiguador para cortinas de concreto altas y vertedores asociados a cortinas de tierra y enrocamiento, así como rápidas en canales con grandes gastos. • El salto y longitud de tanque se reduce alrededor de 33%, con dientes al principio y final del tanque. • Para usarse en grandes caídas, en descargas de vertedores o canales, para números de Froude arriba de 4.5
<p>TANQUE AMORTIGUADOR TIPO II</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Tanque amortiguador corto para canales y descargas pequeñas. • Salto y longitud de tanque reducido al 60%, con dientes, bloques de impacto y umbral en el extremo inferior. • Para uso en descargas de vertedores y estructuras pequeñas en canales, donde la velocidad de llegada no exceda de 15 a 18 m/s y el número de Froude sea superior a 4.5.
<p>TANQUE AMORTIGUADOR TIPO I</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Para uso con número de Froude entre 2.5 y 4.5, que frecuentemente se presentan en canales y presas de derivación • Reduce el oleaje excesivo creado por saltos imperfectos

Figura 2.4 Tanques amortiguadores y sus características¹

¹ Diseño de presas pequeñas. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos. Compañía Editorial Continental S.A., 1979

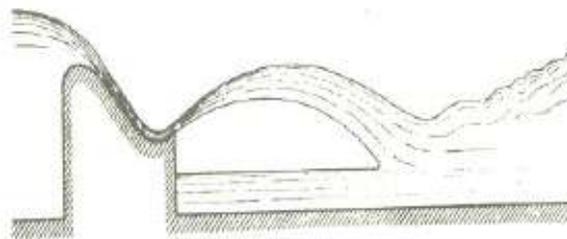
2.4.2 Cubeta de lanzamiento

Si la diferencia entre las curvas es muy grande, en ninguno de los cuatro casos anteriores puede utilizarse un simple tanque amortiguador para la formación de un salto hidráulico, ya que éste, estaría ahogado acompañado de una corriente de fondo que obligaría a recubrir un tramo grande de conducción, o se generaría un salto hidráulico barrido, es decir, se presentaría en una sección bastante alejada del pie de la caída, obligando al recubrimiento.

Por otro lado, cuando la energía cinética por dispar es muy alta, no es factible la construcción de un tanque amortiguador como estructura terminal, pues su costo es prohibitivo dadas las dimensiones requeridas. Por ello se hace necesario utilizar diseños menos conservadores, como en el caso de las cubetas de lanzamiento y las disipadoras de energía, que conducen a una notable economía en el costo de la obra.

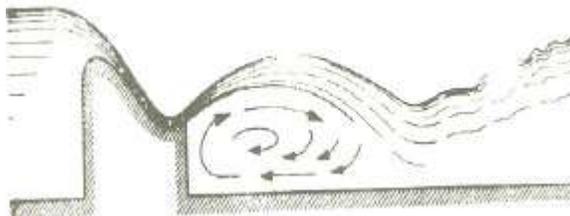
El objetivo de una cubeta de lanzamiento es evitar socavaciones al pie de la caída, ya sea lanzando el agua lejos de los lugares en los que pueda provocar una socavación fuerte o produciendo un remolino bajo la corriente principal que evite que el material suelto que constituye el fondo del cauce sea arrastrado aguas abajo.

El funcionamiento de una cubeta puede ser de tres tipos, que son esquematizados como se describe a continuación²:



CUBETA DE LANZAMIENTO

- Caso 1. Cubeta de lanzamiento, donde el agua es lanzada, de forma libre, lejos del vertedor aprovechando su energía cinética, siguiendo una trayectoria más o menos parabólica.



CUBETA DE LANZAMIENTO CON REMOLINO INFERIOR

- Caso 2. Cubeta de lanzamiento con remolino inferior. El chorro está en contacto en su parte inferior con el agua del cauce, haciéndola girar y formando un remolino de eje horizontal, mientras que la parte superior se encuentra libre. El remolino que se forma permite, por un lado, que el material no se mueva y por el otro la disipación de la energía.



CUBETA AHOGADA CON REMOLINO INFERIOR Y SUPERFICIAL

- Caso 3. Cubeta ahogada, con remolinos en la parte inferior y superior. En este caso la corriente principal está en contacto por arriba y por abajo con agua muerta, formando con ella los dos remolinos.

² Ver Diseño de Presas pequeñas. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. Pág. 18

2.4.3 Cubetas disipadoras de energía

Se pueden mencionar dos tipos de cubetas disipadoras de energía³.

1. Cubeta dentada propuesta por el Bureau of Reclamation (USBR)

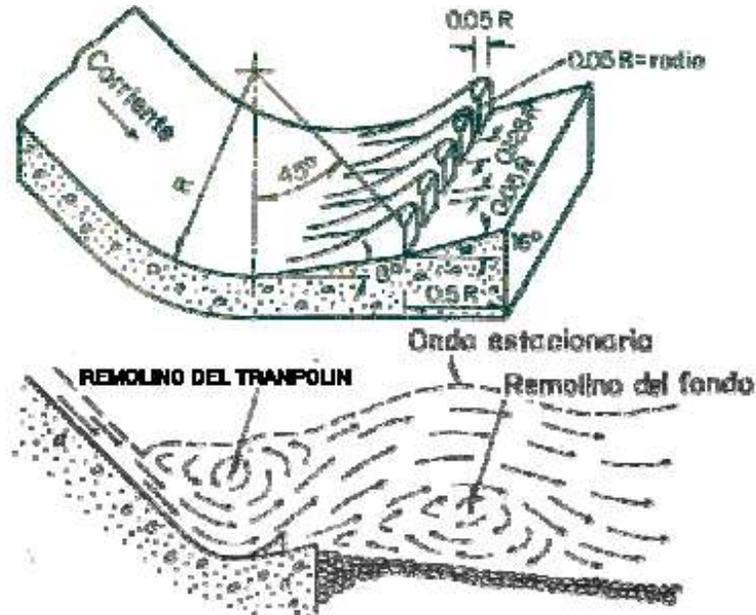


Figura 2.5 Forma y funcionamiento de cubeta dentada

Además del objeto principal, que es evitar la socavación al pie de la estructura, se busco, a través de modificaciones al deflector fijo en una cota, que el material suelto no entrara en la cubeta, y (por medio de la colocación de dientes) que no hubiera grandes turbulencias ni ondulaciones en la superficie. En la cubeta estriada (dentada), el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor que en la cubeta lisa y solamente una parte de él llega a la superficie.

Por ensayes se determinaron tres características de diseño en forma de límite que es necesario no rebasar para tener un funcionamiento correcto: radio de la cubeta y tirante mínimo y máximo aguas abajo.

³ Ver Diseño de Presas pequeñas. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. Pag. 18

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

2. Cubeta circular simple (lisa), propuesta inicialmente por A.A. Sabaniev (1929) y luego perfeccionada en su cálculo por los profesores I.I. Lievi y M.D. Chertousov

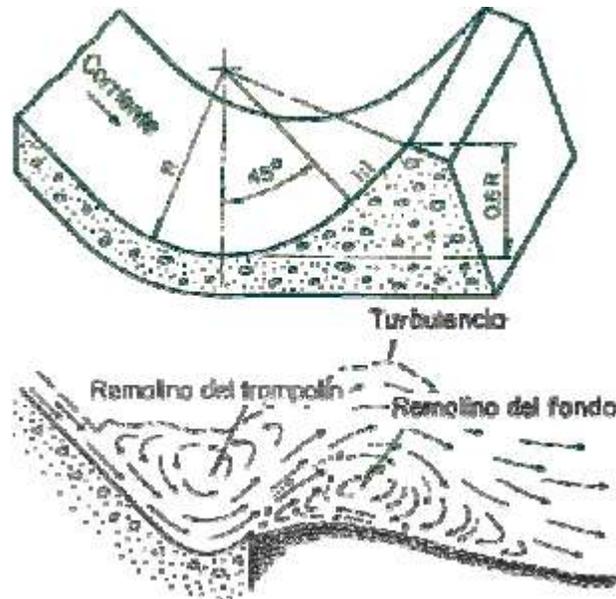


Figura 2.6 Forma y funcionamiento de cubeta lisa

En este caso, la corriente de alta velocidad que sale del borde del extremo de la cubeta se dirige hacia arriba, lo que produce una gran turbulencia en la superficie del agua y un violento remolino en el fondo, que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj, aguas debajo de la cubeta.

Este remolino del fondo absorbe constantemente, en el borde de la cubeta, material suelto, del cual una parte se mantiene en estado de agitación continua, lo que puede dar lugar a desgaste en la superficie del concreto.

El funcionamiento hidráulico de ambos sistemas tiene las mismas características, pero los detalles distintivos del flujo difieren por las limitaciones propias de cada uno.

A pesar de que con el funcionamiento de la cubeta estriada se obtiene una disipación de energía cinética mucho menor y menores perturbaciones en la superficie, en ella el fluido tiende a desplazarse con tirantes pequeños en la descarga y a producir un chorro ahogado erosivo con tirantes grandes, efectos que no se producen en las cubetas lisas.

3. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

3.1 Generalidades

El empleo de las cubetas de lanzamiento en rápidas como alternativa al uso de los tanques amortiguadores, se ha limitado por la incertidumbre sobre su comportamiento y el efecto que produce el chorro al caer. Una cubeta de lanzamiento es una estructura que se coloca en el extremo de una obra de excedencias, con la intención de que el agua que descarga el vertedor, y que al pasar por la cubeta tienen mucha velocidad, sea lanzada libremente para que disipe energía por choque sobre una masa de agua. Esto es satisfecho por cubetas con geometrías muy diversas; sin embargo, para que la obra de excedencias este segura, debe tenerse la precaución de que la posible erosión que se produzca en la zona de disipación de la energía, no ponga en peligro la estabilidad de la cimentación de la cubeta, lo cual podría ocurrir si la erosión recula y deja sin apoyo a una parte de la cubeta, y sobre todo, si no se ha proyectado alguna protección que mitigue los efectos de la posible erosión.

3.2 Diseño geométrico de la cubeta

Una cubeta de lanzamiento deberá proyectarse siempre tomando en cuenta todo el rango de gastos de descarga, ya que para cada gasto, la zona de disipación de la energía cambia.

Se recomienda que, sobre todo para vertedores sin control, es decir de descarga libre, la cubeta se diseñe de manera que, aun para gastos muy pequeños, ésta trabaje precisamente como cubeta de lanzamiento, es decir, que lance el chorro a una cierta distancia del pie de ella misma. Si el labio deflector tiene un ángulo positivo, habrá un gasto para el cual la cubeta se ahogue, este gasto deberá ser tal que la energía del agua no arrastre el material del pie del deflector.

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

3.2.1 Características geométricas de una cubeta

Para el diseño geométrico de la cubeta se debe considerar lo siguiente:

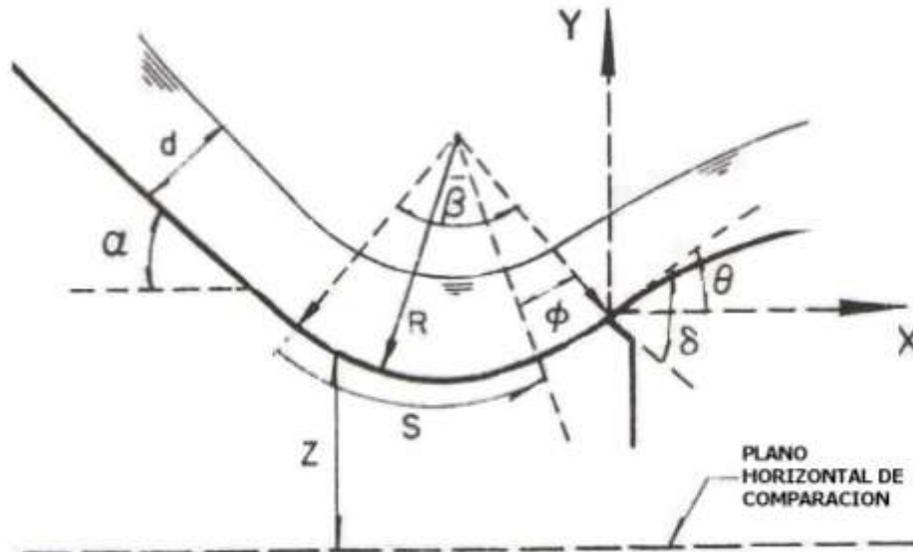


Figura 3.1 Valores a considerar en una cubeta de lanzamiento

donde

- d tirante de agua en la rápida de descarga
- R radio de la cubeta e lanzamiento
- α ángulo de inclinación de canal de descarga
- θ ángulo de inclinación de chorro de descarga con respecto a plano horizontal
- δ ángulo de salida del chorro con respecto a labio de la cubeta de lanzamiento

Se recomienda que el ángulo de salida α no sea mayor de 25° pero no menor a 8° y que el radio de curvatura de la cubeta, R, cumpla con las condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} R &\geq 5d \\ R &\geq 0.043 dv^2 \end{aligned}$$

Donde R es el radio de la cubeta, en m, y v la velocidad de salida en m/s.

En ocasiones, para propiciar la dispersión y aeración del chorro se utilizan deflectores cuyas geometrías son muy variadas; el más común es el de dientes deflectores, que divide el flujo en diferentes direcciones.

CAPITULO 3. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

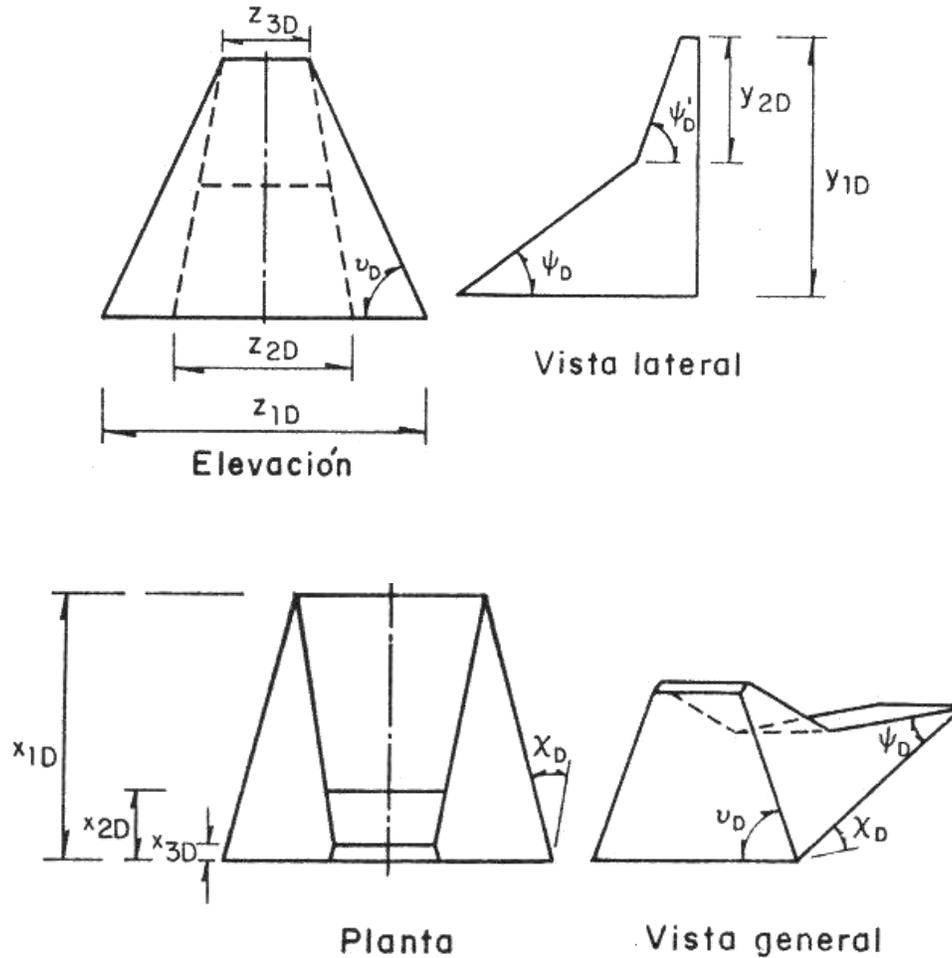


Figura 3.2 Características de deflectores

Para el diseño de cubetas de lanzamiento con deflectores, Vizgo² recomienda ciertos valores, en cuanto a su altura, la cual se reduce conforme disminuye el número de Froude, debido al aumento de la influencia de las fuerzas gravitatorias sobre la inercia. Los ángulos que definen la inclinación de las caras del deflector están comprendidos en los intervalos siguientes:

ψ_D	Entre 8.1° y 29°
ψ'_D	Entre 15.9° y 35°
χ_D	Entre 0° y 17.8°
ν_D	Entre 40° y 90°

² Vizgo, M.S., "Medidas de explotación, pronóstico y posibilidades de disminución de la erosión local en las construcciones hidrotécnicas", Revista de Ingeniería Hidráulica, No. 3, La Habana (sep 1984)

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

3.3 Funcionamiento hidráulico de una cubeta de lanzamiento

3.3.1 Gasto mínimo de despegue

El gasto de despegue corresponde a aquel que llega a la salida de la cubeta con una energía al menos igual a la crítica.

Suponiendo un cierto gasto, Q , para el cual puede obtenerse un perfil hidráulico de la obra de excedencias hasta antes del inicio de la cubeta, pueden preverse dos casos:

- Si el gasto es menor que el mínimo de despegue, se presentará un resalto dentro de la cubeta, régimen crítico en el extremo de ésta, régimen subcrítico aguas arriba del mismo, régimen supercrítico en el canal aguas arriba de la cubeta.
- Si el gasto es mayor que el de despegue, no se producirá resalto dentro de la cubeta y se obtendrá régimen supercrítico en la rápida y en la cubeta.

Para definir el gasto mínimo de despegue teórico, Q_t , se requiere conocer el perfil hidráulico del flujo para diferentes gastos; los conjugados menores, determinados a partir de la ecuación de la energía, así como los conjugados mayores, obtenidos de la ecuación del salto hidráulico en canales con pendiente. El procedimiento se describe como sigue a partir de considerar un gasto:

1.- Obtener el conjugado mayor y_2 , que corresponda a y_1 , obteniendo el primero a la salida de la cubeta de lanzamiento, y el otro a la entrada de la cubeta. Calcular la energía mínima, ϵ_c , usando para ello el tirante crítico que corresponde al gasto utilizado

2.- Aumentar o disminuir el gasto, y repetir este procedimiento, hasta obtener la intersección de las curvas $Q-y_2$ y $Q-\epsilon_c$. El gasto de despegue teórico Q_t , es el gasto correspondiente a la intersección de dichas curvas.

3.- Obtener el gasto unitario mínimo de despegue $q_t = Q_t/B$, donde B es el ancho del canal, medido en el labio de la cubeta.

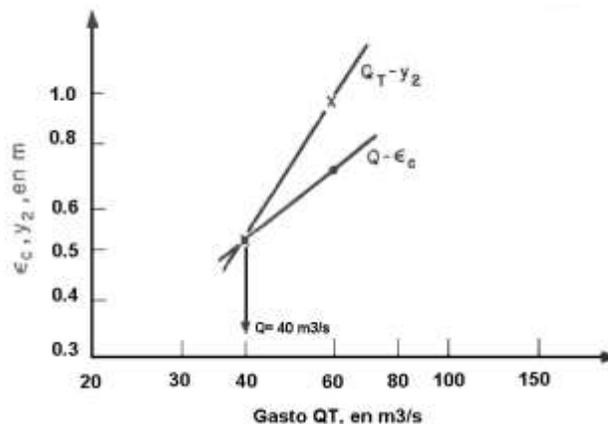


Figura 3.3 Curvas $Q-y_2$ y $Q-\epsilon_c$

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

3.3.2 Determinación de las presiones

Debido a la geometría de la cubeta, se trata de una curva vertical cóncava, por tanto en este caso hay un incremento en la presión hidrostática, debido a que se debe considerar el efecto de la fuerza centrífuga. De acuerdo con Sotelo (Apuntes de Hidráulica II) o Chow (1959), la carga de presión, expresada en metros de columna, para esta condición esta dada por:

$$h_p = \frac{p}{\gamma} = d \cos \theta + \frac{v^2 d}{gR}$$

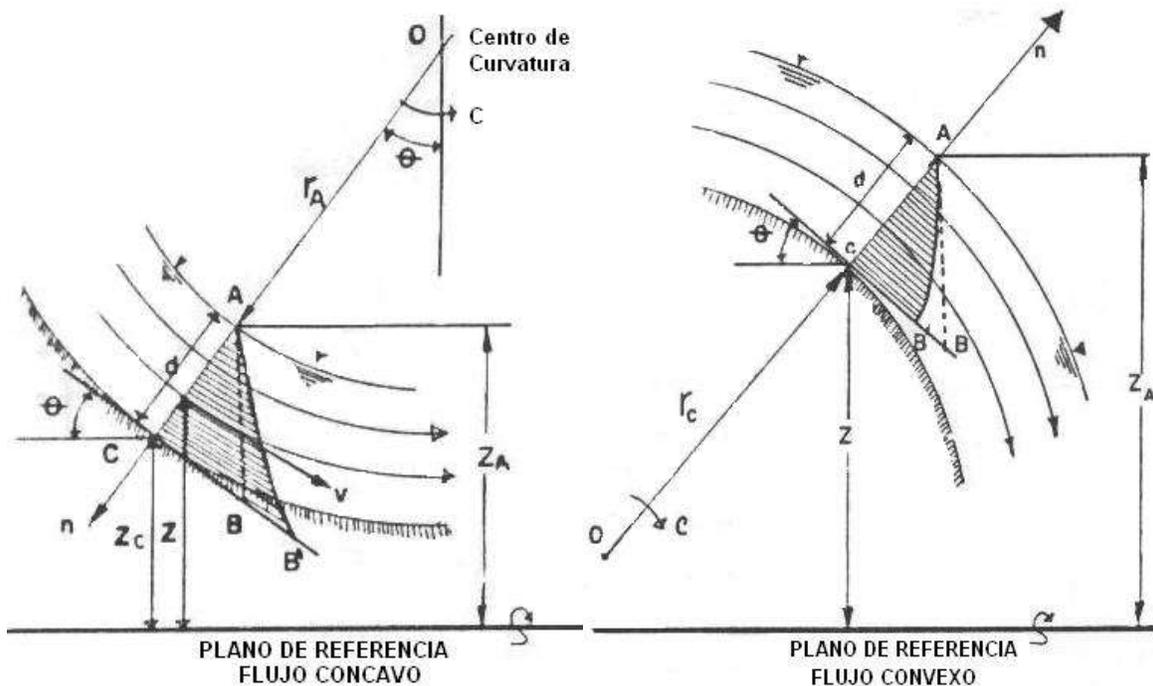


Figura 3.4 Distribución de presiones en flujo curvilíneo en canales de gran pendiente

El primer término corresponde a la hidrostática y el segundo al incremento. El incremento de la presión que produce la fuerza centrífuga esta dado por

$$\frac{P_c}{\gamma} = \frac{v^2 d}{gR} \quad 3.1$$

donde

- P_c/γ carga de presión debido a la fuerza centrífuga en cada sección de la cubeta, en m
- d tirante del agua en cada sección, medido en dirección radial, en m
- V velocidad media del flujo en cada sección, en m/s
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- γ peso específico del agua, en ton/m^3
- R radio de curvatura de la cubeta, en m

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

Tomando en cuenta los resultados experimentales obtenidos por diferentes investigadores se recomienda el método del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, por su sencillez y por estar basado en observaciones experimentales de laboratorio de prototipos. Se utilizan dos gráficas, una para determinar la presión máxima que ocurre en la parte más baja de la cubeta (fig. 3.5) y otra para obtener la distribución de presiones a lo largo de la cubeta (fig. 3.6)

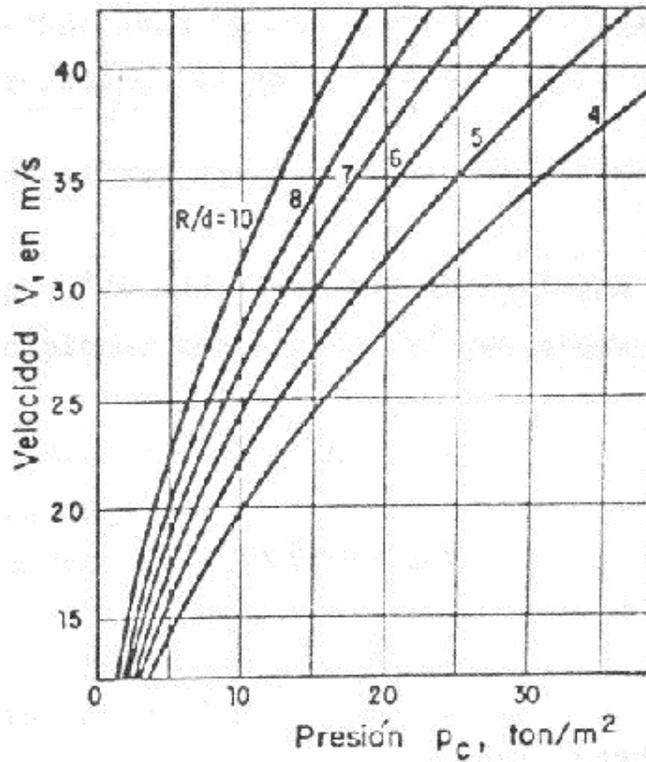


Figura 3.5 Auxiliar en el cálculo de presiones en el fondo de la cubeta

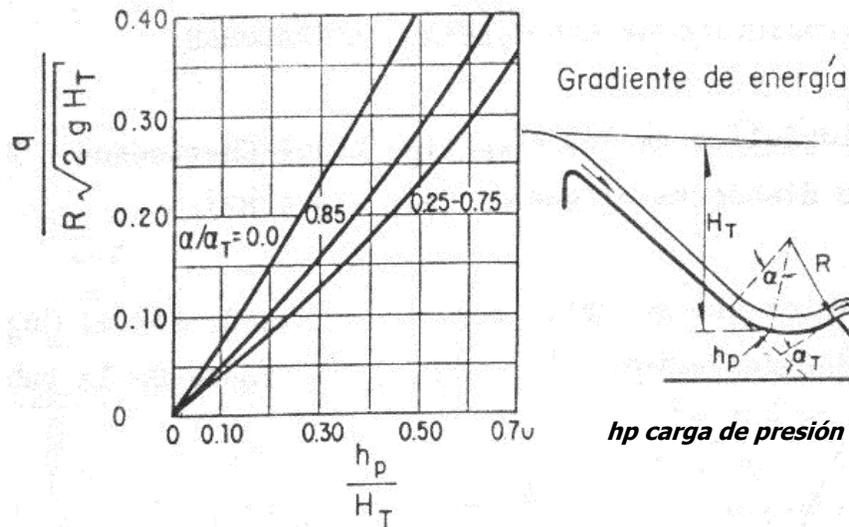


Figura 3.6 Auxiliar en el cálculo de presiones a lo largo de la cubeta

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

La gráfica de la figura 3.6 muestra tres curvas, dos de ellas corresponden a valores fijos de α/α_T y la otra a un rango de valores de α/α_T , esto último se debe a que ese rango de valores la variación de la carga de presión es muy pequeña y se puede considerar casi constante.

El cálculo de presión en algún punto de la cubeta queda resumido en los pasos siguientes:

1.- Primeramente se valúan:

$$\frac{q}{R\sqrt{2gH_t}} \quad \text{y} \quad \alpha/\alpha_T \quad 3.2$$

2.- Estos valores obtenidos se refieren a la curva b para obtener un valor para $\frac{h_p}{H_t}$

3.- Se obtiene el valor para h_p , que multiplicado por γ permite determinar la P_c buscada.

3.3.3 Determinación de la trayectoria

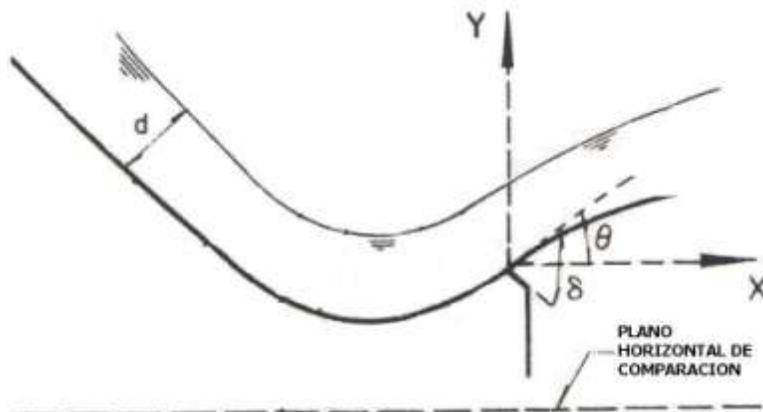


Figura 3.7 Ilustración de trayectoria de chorro en la descarga

El agua sale en forma de un chorro libre, que cae al cauce a cierta distancia de la cubeta. La trayectoria de la parte inferior del chorro es función de la energía cinética del flujo y del ángulo de lanzamiento al salir de la estructura. La longitud de lanzamiento teórica del chorro se determina a partir de la trayectoria parabólica que describe un proyectil con una velocidad inicial V , y forma un ángulo α con la horizontal. La trayectoria del chorro de descarga se calcula en forma aproximada como

$$y = x \tan \alpha + \frac{x^2}{3.6(d + h_v) \cos^2 \alpha} \quad 3.3$$

donde

- d tirante de salida, en m
- h_v carga de velocidad a la salida de la cubeta, en m
- x,y coordenadas referidas a un sistema de ejes cartesianos rectangulares con origen en el labio de salida de la cubeta
- α ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal en ($^\circ$)

CAPITULO 3. CARACTERISTICAS HIDRÁULICAS DE LA CUBETA

El valor de 3.6 en la expresión 3.3, es una constante que considera la reducción de la velocidad del chorro por la resistencia del aire, turbulencias internas y su propia desintegración. El alcance horizontal máximo de chorro en la salida se obtiene considerando y igual a cero.

La presión sobre cualquier punto del deflector puede expresarse en función de otras magnitudes físicas como son:

- α Angulo comprendido entre la normal a la plantilla del canal al inicio de la cubeta y la normal a la plantilla en la sección considerada de la propia cubeta, en ($^{\circ}$)
- α_T Angulo de deflexión total de la cubeta, en ($^{\circ}$)

3.3.4 Velocidad de entrada del chorro en la superficie del agua

La velocidad teórica del chorro al entrar en la superficie del agua del remanso aguas abajo de la estructura terminal, se determina con la expresión:

$$V_{ent} = \sqrt{v^2 + 2g z'} \quad 3.4$$

donde z' es la distancia vertical medida desde el labio de la cubeta hasta el remanso que se produce en el cauce, en m.

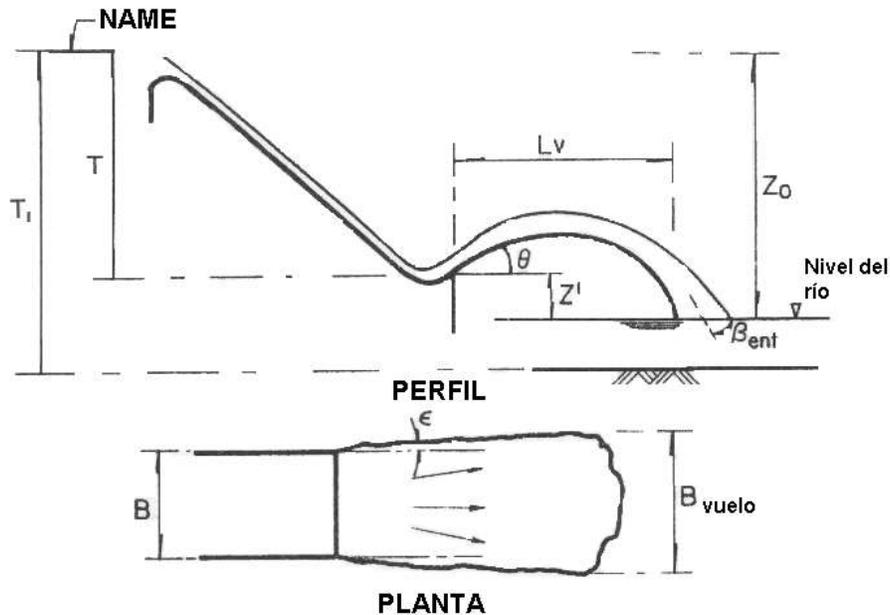


Figura 3.8 Geometría del chorro de agua

4. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

4.1 Generalidades

El proceso de diseño principia con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. En el diseño estructural, es necesario ensayar diversas propuestas para resolver el problema. La elección del tipo de estructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y equipo disponible, así como también el procedimiento de construcción mas adecuado para el caso. Después de elegir provisionalmente una estructuración, se le idealiza para estudiar los efectos de las acciones a las que pueda estar sometida.

El diseño estructural de una cubeta de lanzamiento deberá tomar en cuenta las características de la cimentación, características de asentamiento, cambios volumétricos del concreto por temperatura, permeabilidad de la zona, filtración, empuje hidrostático, empuje de tierras, asentamientos diferenciales, etc.

Sin embargo, debido al funcionamiento propio de la cubeta, debe tomarse en cuenta la tendencia de la estructura a deslizar y la socavación en la losa de fondo, esto debido a la magnitud del volumen de agua que se estará desalojando.

El material a emplear para la construcción es el concreto reforzado debido a sus ventajas, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

- la impermeabilidad, que por si misma contiene el concreto bien dosificado y compactado. Sin embargo en este apartado es conveniente mencionar que la impermeabilidad puede verse afectada por la secuencia de construcción, así como ubicación y detallado de juntas.
- el concreto requiere un mantenimiento mínimo
- posee una gran resistencia a los ataques químicos y al intemperismo
- y se puede establecer el grado de resistencia mediante la correcta dosificación de sus elementos: arena, grava, cemento y aditivos.

En este capítulo se analizara la estructuración de una cubeta de lanzamiento, del tipo liso tomando en consideración un estudio, geotécnico, hidráulico y estructural previo de las estructuras aguas arriba de la cubeta.

4.2 Análisis de estabilidad

Los efectos que tienen incidencia en la estructura son:

1.- Deslizamiento.- La fuerza horizontal del agua tiende a desplazar la estructura terminal, por lo que la fuerza resistente a este fenómeno será la cimentación existente.

2.- Esfuerzos excesivos.- la estabilidad de la estructura estará siempre asociada a la ruptura de sus materiales por esfuerzos superiores a los permitidos, por lo que la atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de los límites establecidos.

4.2.1 Acciones

En el diseño se considerara la necesidad de tomar en cuenta las acciones siguientes:

- Su peso propio.
- Presión interior de líquido que se ha de transportar. Cuando se considere simultáneamente con este empuje el efecto del sismo o del viento, se supondrá que el conducto esta trabajando al 80% de su capacidad.
- Subpresión en losas de fondo y empuje de los rellenos y del agua del subsuelo sobre las paredes.
- Efectos de los cambios de temperatura y contracciones.

4.2.2 Muros laterales

Estos muros se diseñan de acuerdo a las recomendaciones del ACI-Bureau of Reclamation y Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Cuando la altura es considerable, comúnmente en estos casos, la losa de muro se considera libre en el extremo superior y empotrada en el fondo.

Comúnmente el espesor de estos muros se encuentra entre 50 y 70 cm , y el acero de refuerzo se coloca en ambas caras, considerando para las caras interiores el empuje hidrostático, y el empuje de tierras donde se decida construir esta obra.

El patrón de anclaje que ha de considerarse para los muros laterales, tiene la función de proporcionar estabilidad entre el muro y la pared donde ha de apoyarse éste, disminuyendo el efecto de deslizamiento.

4.2.3 Revestimiento

La plantilla y paredes del canal que forman la rápida se revisten para formar una superficie protectora razonablemente impermeable para evitar la erosión. Durante la descarga de la estructura de control, el revestimiento queda sujeto a fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua contenida en el canal, a las fuerzas de arrastre debida a la resistencia producida por el rozamiento entre el agua y la superficie de concreto, a las fuerzas dinámicas debidas al choque del agua y a las fuerzas de subpresión producidas por la infiltración que ocurre bajo la plantilla del canal.

Cuando no hay escurrimiento, el revestimiento esta sujeto a la acción de los elementos naturales, incluyendo la dilatación y contracción debido a las variaciones de temperatura, al intemperismo, efectos de asentamiento y pandeo y subpresiones por consecuencia de niveles freáticos altos o filtraciones.

Normalmente, no es posible evaluar las diferentes fuerzas que pueden estar presentes, ni construir un revestimiento lo suficientemente grueso para que las resista, generalmente su espesor se determina de manera arbitraria y se utilizan drenes subterráneos, anclas y dentellones para contrarrestar los efectos de la infiltración.

Para obtener un revestimiento relativamente impermeable que soporte bien el intemperismo, el desgaste, la contracción, asentamientos, etc, se recomienda un espesor nominal mínimo de 8 pulgadas cuando el revestimiento se va a colocar directamente sobre la roca. Cuando el revestimiento ha de colocarse sobre tierra o sobre una capa intermedia de grava, debe construirse una losa gruesa que soporte el agrietamiento o el pandeo.

El recubrimiento para proteger el acero en superficies sujetas a la erosión por flujo del agua, será de 13 mm para velocidades de hasta 3.05 m/s, y se aumentará éste en 13 mm por cada 3.05 m/s que aumente la velocidad.

4.2.4 Losa de fondo

Debe llevarse a cabo una revisión de la estabilidad de la plantilla, para ello debe tomarse en cuenta que cuando el canal descarga, la subpresión es anulada por la presión que la columna de agua ejerce a su paso. Esto nos lleva a decir que el caso mas desfavorable en que se encontraría la estructura es cuando ésta no este en funcionamiento. Entonces, las cargas que estarán actuando en la estructura serán básicamente su peso propio y la subpresión.

Los muros laterales y el fondo de la estructura deberán soportar la combinación de las presiones laterales y verticales del agua y del suelo , sin que el efecto de una de las acciones reduzca los efectos de la otra.

La forma de analizar la estructura será por unidad de área, proponiéndose un espesor arbitrario. Se conoce de esta manera el peso propio del elemento fijado arbitrariamente, el cual esta determinado por la expresión:

$$W_1 = \gamma_c e \quad (4.1)$$

donde

W_1 peso de la losa por unidad de área

γ_c el peso específico del concreto

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

e el espesor de la losa

Para obtener el valor de la subpresión es necesario conocer el perfil del agua en condiciones extremas de descarga, es decir cuando en el vaso se presente el nivel de aguas máximo extraordinario (NAME), a lo largo del todo el canal. Con estos datos se obtiene una carga promedio h. La subpresión puede evaluarse de la siguiente manera:

$$\text{Sub} = 1/3 \gamma_a (h+e) \quad (4.2)$$

donde

γ_a peso específico del agua
h carga promedio del perfil a lo largo del canal
e espesor de la losa del canal

Como resultado de comparar ambas cargas, la de subpresión y la del peso propio, se observará que será necesario tener unas losas de gran peralte para descartar el efecto de la subpresión, y la diferencia negativa que exista será contrarestanda por los anclajes necesarios en la losa de piso.

Para conocer la resistencia que aporta cada ancla en la roca, se calcula mediante el uso de la expresión siguiente

$$\text{Ra} = A_s f_y \text{FS} \quad (4.3)$$

donde

Ra resistencia del ancla, en kg
 A_s área transversal de la varilla de anclaje, en cm^2
 f_y esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2
FS factor de seguridad y se considera igual a 0.8

Posteriormente, el valor de esta resistencia se divide entre su área de influencia, la cual queda determinada por la separación que tenga entre cada ancla en cuadrícula, y se obtienen una carga máxima $W_{\text{máx}}$ por unidad de área. La seguridad del elemento quedará determinada por la expresión:

$$\text{W}_{\text{máx}} (\text{carga máxima}) > \text{Peso de la losa} - \text{Subpresión}$$

Esta carga máxima puede ser aumentada, según sea la necesidad, disminuyendo la distancia de separación entre anclas, o cambiando la distribución a la llamada "tres bolillo".

El diseño estructural, tanto de la losa de fondo como de los muros, puede ser hecho como una viga con empotramiento, siendo estos la parte inferior del muro que va unida a la losa de fondo, con extremos en voladizo como se muestra en el diagrama siguiente:

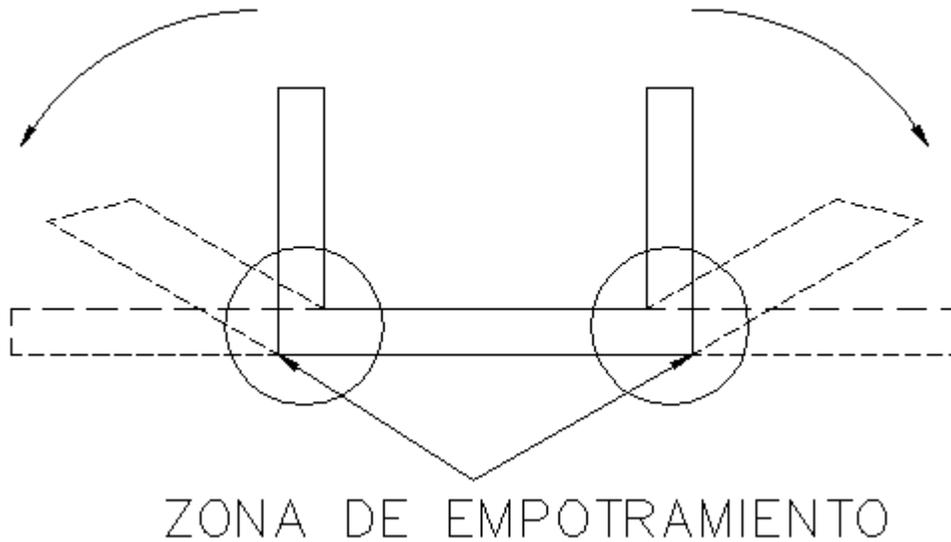


Figura 4.1 Idealización de la estructura

Por otro lado, debe tomarse en cuenta que en cada una de las anclas que se emplearan para evitar la subpresión en la losa de fondo, se colocarán varillas en cada dirección con forma de columpio, de esta manera se ayuda a fijar el ancla como se muestra en la figura siguiente:

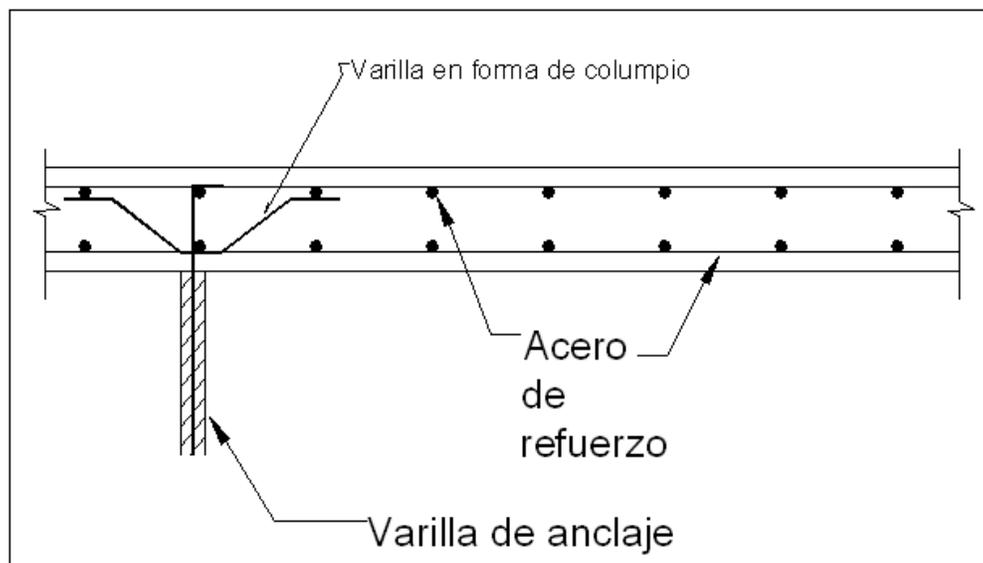


Figura 4.2 Configuración de anclaje

4.3 Anclas

Se pueden utilizar barras de anclaje en barrenos llenos de lechada de cemento para unir el revestimiento de la cimentación, evitando el movimiento mediante la contracción y dilatación. Sin embargo, al evitar el movimiento se forman grietas, que dividen la losa en bloques individuales.

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

Deberá entonces colocarse refuerzo que mantenga unidos estos bloques, de esta manera se distribuye el agrietamiento y se disminuye la abertura de las grietas.

La profundidad y la separación de las anclas dependen de la naturaleza de la roca, de su estratificación, fisuración, intemperismo. Las anclas deben tener tamaño suficiente para soportar el peso de la cimentación.

De acuerdo a la cimentación que se tenga, la existencia de buena roca o donde se presenten taludes mayores de 0.5:1, las anclas se podrán reducir en número, longitud o definitivamente suprimirse. En el caso en donde se presente taludes de 1.5:1 se evita el uso de anclas.

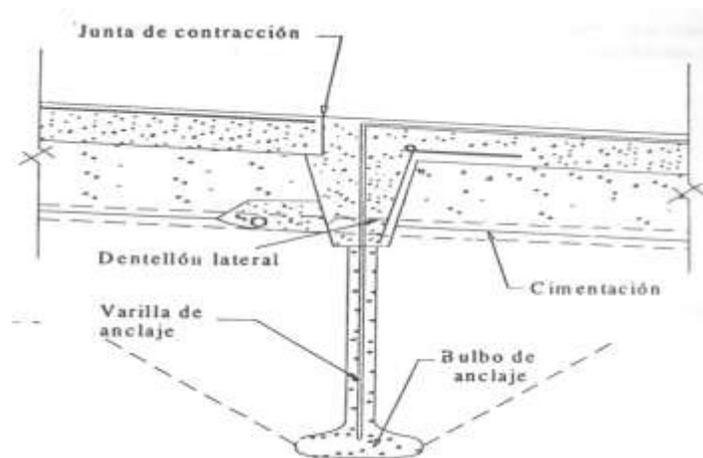


Figura 4.3 Ejemplo de anclaje

La capacidad admisible al cortante, en kg, para todo tipo de anclas se muestra en la tabla siguiente:

DIAMETRO	f'c=200 kg/cm²	f'c=250 kg/cm²	f'c=300 kg/cm²
3/8	204	255	306
1/2	363	453	544
5/8	567	709	850
3/4	816	1020	1224
7/8	1111	1389	1667
1	1451	1814	2177
1 1/4	2268	2835	3402
1 1/2	3266	4082	4899
1 3/4	4440	5557	6668
2	5806	7258	8709
2 1/4	7349	9186	11023
2 1/2	9072	11340	13608
3	13064	16330	19596

Tabla 4.1 capacidad admisible al cortante³

³ Texto "Diseño de anclaje" de la Empresa Bufete Industrial

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

La carga admisible al cortante para todo tipo de anclas, es función del valor del esfuerzo del concreto y es igual a $0.45 f'c$, que disminuye literalmente desde el tope del concreto, hasta una profundidad de cinco veces el diámetro del ancla en cuestión, donde el esfuerzo se anula.

El cortante sobre todas las anclas podrá ser reducido o eliminado, tomando en cuenta la fricción entre el elemento soportado y su base de sustentación.

4.4 Juntas de construcción

Las juntas en el concreto son discontinuidades, que tienen por objeto la liberación de esfuerzos, como los ocasionados por los cambios de temperatura, esfuerzos que son una consecuencia de la contracción o la dilatación que experimenta la estructura.

Básicamente se consideran dos tipos de juntas en el concreto: de construcción y de movimiento.

Las juntas de construcción se proporcionan en la estructura con el objeto de segmentarla en unidades mas pequeñas. Su función es la de separar una etapa de colocación del concreto respecto a la subsecuente. Antes de colocar el concreto nuevo sobre la superficie de una junta , es necesario prepararla para propiciar una buena adherencia.

Se procura que las juntas de construcción se localicen donde el cortante al igual que el momento flexionante tengan magnitudes pequeñas, con el fin de evitar que afecten la resistencia de la estructura.

En lo que respecta al acero de refuerzo, éste se debe continuar a lo largo o a través de las juntas de construcción.

Las juntas de movimiento tienen por objeto dar libertad a los movimientos relativos en la estructura y que tienen lugar a ambos lados de la junta. En este rubro se consideran dos tipos de juntas de movimiento: las de expansión o dilatación y juntas estructurales.

Las juntas de expansión tienen por objeto permitir cambios en las dimensiones del concreto debido a los incrementos o decrementos en la temperatura, durante los periodos de construcción y de servicio. En este tipo de junta existe una completa discontinuidad tanto en el concreto como en el acero.

La separación de las juntas, dependerá del grado de exposición de la estructura, la posición de los elementos estructurales en relación con otras partes de la estructura y por las variaciones de temperatura. Estas juntas también podrán funcionar como juntas de contracción o de construcción.

Las juntas de contracción tiene por objeto absorber los movimientos que provoca la contracción entre dos secciones del concreto.

4.4.1 Materiales de relleno para las juntas

Los materiales que se usaran para lograr el hermetismo en las juntas se dividen en las siguientes categorías:

1.- TAPAJUNTA.- es una barrera que se coloca en la sección de la junta durante el proceso de construcción para constituir un diafragma resistente al paso del agua. Pueden ser de hule natural o de cloruro de polivinilo, aun cuando también llegan a usarse de cobre o de acero. Los tapajuntas se usan en las juntas de construcción y de expansión.

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

2.- RELLENO COMPRESIBLE.- es una tira de material compresible para rellenar y tapar el espacio en una junta de expansión y proporcionar una base para el sellado de la junta y permitir el movimiento de expansión del concreto.

3.- SELLADOR DE LA JUNTA.- se usa para evitar el paso del agua o de algún material extraño a través de la junta. Deberá ser impermeable y deformable para permitir los movimientos, así como el de recuperar su forma y propiedades originales.

En la actualidad el uso de bandas hechas con materiales como el hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y PVC ha aumentado de forma notable, y el mas aceptable ha sido el PVC, debido a que absorbe los movimientos de la junta y completamente impermeable, es fácil de manipular (cortar y unir), aún cuando ésta ultima característica represente un problema , pues cambia de posición con frecuencia al impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, que puede traer como consecuencia la mala colocación y la posibilidad de que se presentes filtraciones.

Las orillas de las juntas en movimiento, especialmente las juntas de expansión, deberá estar reforzada para resistir el descascaramiento y cuarteaduras, debido al contacto accidental con el concreto en el otra lado de la junta. El refuerzo consistirá de varillas no menores al #3, con separación entre ellas 30 cm en el centro, a lo largo de cada cara de la junta y se anclarán a lo largo del acero de refuerzo normal del concreto.

4.4.2 Aspectos a considerar en diseño de juntas

En el diseño de las juntas deberán considerarse los aspectos siguientes:

- a) Las juntas en movimiento se construirán como cortes continuos en la estructura. Cada parte de ella se diseñará de manera independiente.
- b) Se consideraran los movimientos transversales de los elementos estructurales bajo las condiciones de carga previstas y se suministrarán los detalles apropiados. Se dará consideración a los cambios volumétricos y de temperatura.
- c) Las juntas se localizarán en los sitios donde sea práctica y factible su construcción.

4.5 Drenaje

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplan el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y generalmente , más económicos que la construcción de grandes obras de contención , en cuanto tienden a abatir la presión de poro.

El drenaje en el canal tiene dos objetivos primordiales:

1.- Para controlar el volumen de filtraciones por debajo de la plantilla y para reducir los efectos de la subpresión.

2.- Por los niveles freáticos, que en algunos casos pueden tener niveles altos, lo cual pone en riesgo la estabilidad de la estructura cuando esta no se encuentra en funcionamiento.. Estos niveles son resultado de las filtraciones de lluvia a través del terreno o filtraciones que se originan a través del revestimiento del canal, lo cual lleva a pensar que no solo existe drenaje en la plantilla del canal, también en las paredes del mismo.

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

En cualquier sistema de drenaje el monitoreo posterior a su construcción es muy importante, deben instalarse piezómetros que permitan observar el efecto y eficiencia del drenaje

4.5.1 Tipos de drenaje

Drenajes exteriores.- Son empleados para el transporte de aguas superficiales. Son económicos y fáciles de conservar.

Drenes superficiales.- Formados por cunetas, que pueden estar situadas en las laderas, donde esta ubicado el canal y a mayor altura que éste, o bien, pueden estar colocados a la altura del canal o incluso a cotas inferiores para eliminar las filtraciones de éste. El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

Drenes enterrados .- Se destinan a la protección del revestimiento del canal, fundamentalmente son tubos porosos situados bajo el revestimiento y a lo largo del canal, o bien capas de material filtrante, situadas entre el revestimiento y el terreno de la cimentación.

Un caso especial es este ultimo. Los drenes formados por tubos porosos bajo la plantilla del canal tienen como función recolectar el agua y conducirla a algún punto donde pueda ser desaguada. El mayor caudal que debe ser evacuado normalmente por los drenes longitudinales bajo la plantilla es precisamente el caudal filtrado a través del revestimiento. El caudal de cálculo que debe tomarse en cuenta para este tipo de drenaje es la perdida permisible en un canal, es decir, alrededor de 25 a 50 l/m²/día.

Estos drenes, suelen colocarse en una zanja rellena a su vez con material filtrante, este material es indispensable cuando los tubos admiten el agua a través de las juntas, ya que la trayectoria que esta sigue es la de entrar primero al relleno filtrante y a continuación escurrir a través de él, paralelamente, hasta alcanzar la junta mas próxima.

Este material permeable debe guardar cierta granulometría y deberá estar compactado, para evitar la entrada de material dentro del tubo. La ubicación del dren es debajo del centro de la plantilla, siguiendo el eje del canal, de esta manera se evita que el tubo tenga que soportar los empujes producidos por un posible deslizamiento del revestimiento del talud. Sin embargo, si el canal es ancho y hay que poner mas de un dren, debe colocarse uno a cada lado de la plantilla. También, deben colocarse drenes en la dirección transversal que incrementen la capacidad de desagüe, formándose una cuadrícula bajo la plantilla del canal.

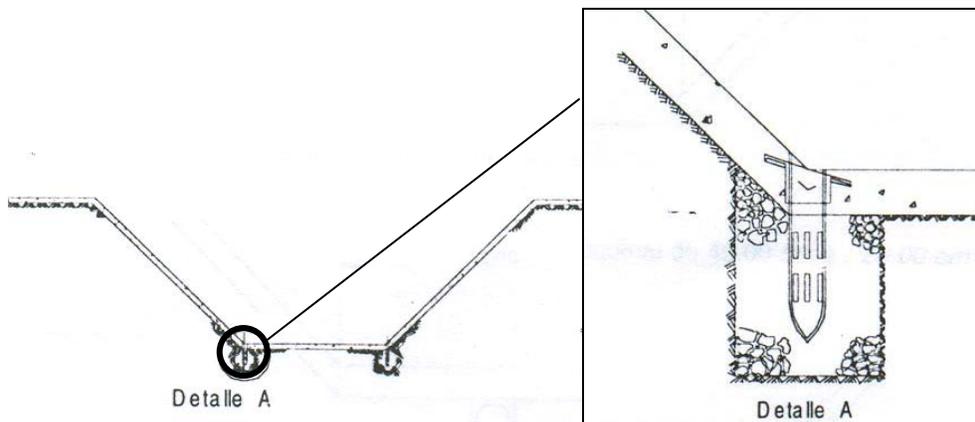


Figura 4.4 Detalle de ubicación del dren en canal

CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA CUBETA

4.6 Lloraderos

Consisten en filtros de arena y grava colocados en la parte posterior de los muros, aliviando así el empuje de agua sobre ellos. Su distribución debe ser tal que todos tengan la misma área de captación.

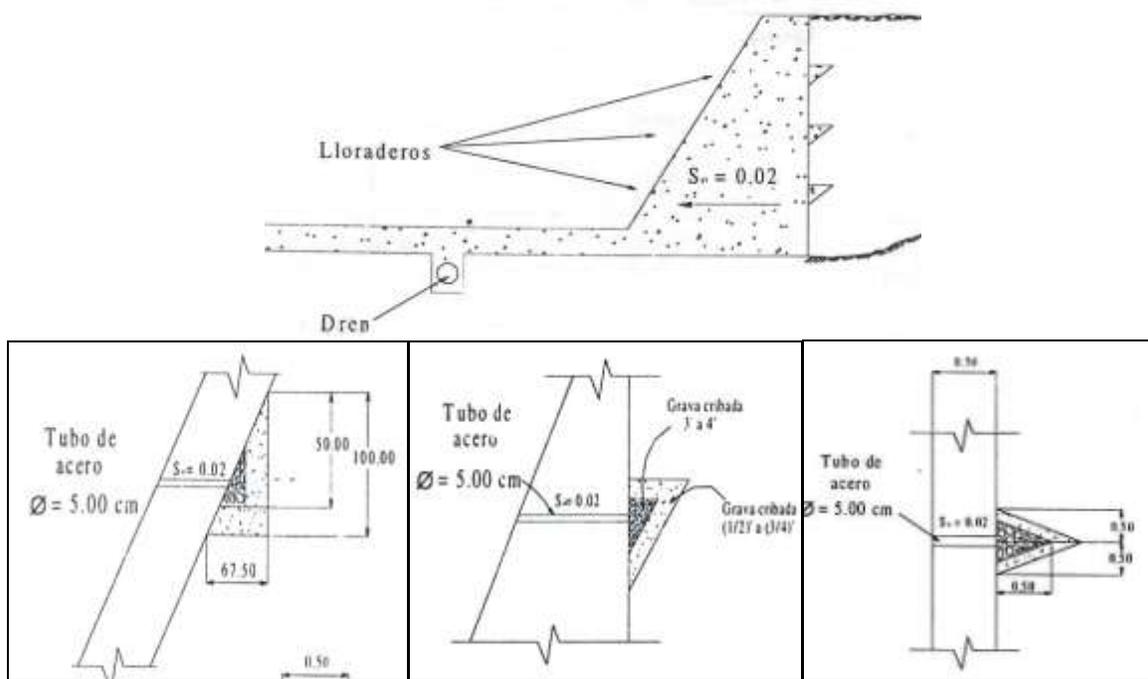


Figura 4.5 Ubicación de lloraderos en pared lateral

5. EJEMPLO

5. Ejemplo de diseño.

En este capítulo se describe la aplicación de los conceptos antes mencionados, utilizando para ello la geometría de la obra de excedencias de la P.H. "La Angostura", en el estado de Chiapas.

Se propondrá el diseño para la estructura terminal, tomando en consideración las características hidráulicas de la obra, las cuales consisten en lo siguiente: dos canales a cielo abierto, con canal de llamada de sección transversal trapecial, la estructura de control (vertedor) está formado por cimacio, dos pilas y tres compuertas radiales, para cada canal; la rápida es de sección transversal rectangular y termina en una cubeta de lanzamiento.

Para analizar la estructura se tomó como material de diseño el peso volumétrico de una arena de tamaño uniforme, para la losa de fondo y muros, seca con un peso de 1.75 t/m^3 .¹

5.1.- Estructura de control

La geometría de la obra de excedencia de la Presa La Angostura se muestra en la figura siguiente:

¹ Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección C1.2 "Acciones", página 1.2.10

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

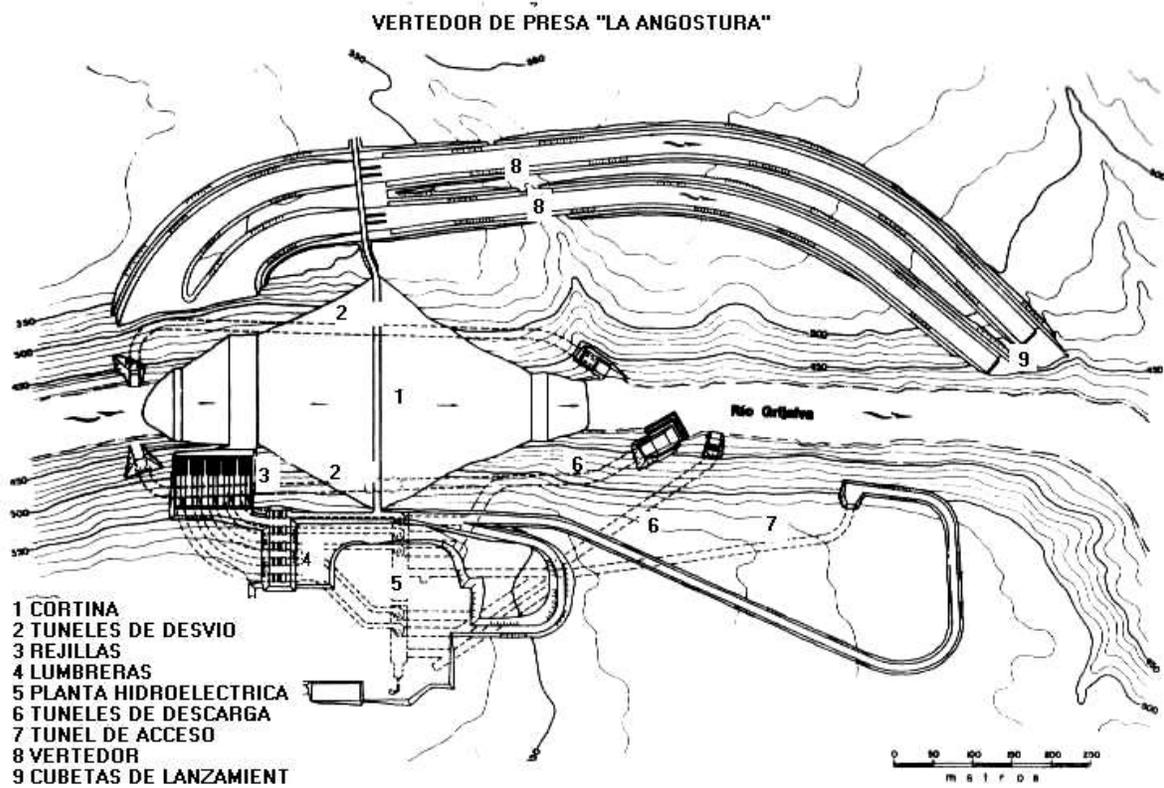


Figura 5.1 Planta de presa La Angostura, Chiapas



Foto 1 Vista del modelo de la obra de excedencias de la presa La Angostura

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

5.2 Perfil de agua sobre el cimacio

Para calcular el perfil aguas arriba de la cresta del cimacio, se utilizó la carga correspondiente al nivel de agua al NAME de $H_d=19.9$ m (condición de diseño). Como resultado de la relación $H/H_d=1$ se tiene:

X/Hd	Y/Hd	X	Y
-1.0	-0.941	-19.90	-18.73
-0.8	-0.932	-15.92	-18.55
-0.6	-0.913	-11.94	-18.17
-0.4	-0.890	-7.96	-17.71
-0.2	-0.855	-3.98	-17.01
0.0	-0.805	0	-16.02

Por los datos generados se sabe que el tirante sobre la cresta del cimacio corresponde al valor de 16.02 m

Los datos empleados para calcular el perfil sobre el cimacio son los siguientes:

$$\text{Gasto } (Q) = 1419.797 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Elevación 1 } (Z1) = 519.60 \text{ m}$$

$$\text{Elevación 2 } (Z2) = 518.70 \text{ m}$$

$$\text{Radio de fondo de canal } (R) = 25.94 \text{ m}$$

$$\text{Angulo de curva de plantilla de cimacio con respecto a la horizontal } (\theta) = 15.68^\circ$$

En el siguiente diagrama se presenta el perfil del agua sobre el cimacio, considerando que esta descargando al NAME. Este dato fue proporcionado del estudio hidráulico realizado². De acuerdo a lo generado se obtiene que el tirante sobre la cresta del cimacio es $Y = 16.02$ m y que corresponde al punto 1 de la figura siguiente:

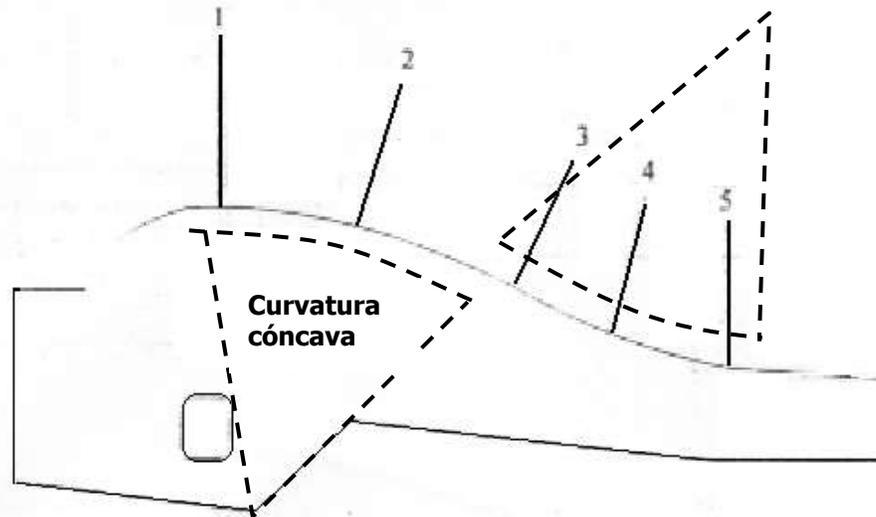


Figura 5.2 Perfil de la estructura de control (cimacio)

² Martínez, Félix: Tesis "Diseño estructural preliminar del canal de llamada, estructura de control (vertedor) y canal de descarga (rápida)", 2002, 136 p.

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

Para el cálculo del perfil de la superficie libre del agua sobre el cimacio de la estructura de control de la obra de excedencias, desde la cresta del mismo hasta el inicio de la transición hacia los canales se aplicó la ecuación de la energía entre dos puntos:

$$E1 = E2 - \frac{V^2 Y^2}{gR} \quad (5.1)$$

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_2^2 Y}{gR} \quad (5.2)$$

El término $V_2^2 Y / gR$, se refiere a la curvatura convexa que presenta la plantilla del canal, R es el radio del fondo del canal y se obtuvo con la expresión siguiente:

$$R = \frac{1}{K} = \frac{(1 + Y'^2)^3}{Y''} \quad (5.3)$$

donde los términos Y' y Y'' son la primera y segunda derivada, respectivamente, en coordenadas rectangulares de la ecuación que define la curvatura del cimacio, siendo ésta:

$$Y = 0.0216006x^2 \quad (5.4)$$

De esta misma manera se lleva a cabo el análisis para las secciones 2 y 3 (véase figura 5.1), punto en el cual la curva que define la plantilla del canal deja de ser convexa para adquirir ahora una curvatura cóncava.

El planteamiento para las secciones 4 y 5 es similar, sin embargo se debe hacer un cambio de signo en el segundo término de la expresión de la energía:

$$E1 = E2 + \frac{V^2 Y^2}{gR} \quad (5.5)$$

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2 Y}{gR} \quad (5.6)$$

La ecuación a emplear en la zona de curvatura de plantilla convexa en la sección dos (véase figura 5.1) será:

$$0.963Y_2^3 - 22.703Y_2^2 - 114.162Y_2 + 1480.678 = 0 \quad (5.7)$$

Obteniéndose los resultados siguientes:

$$Y_{21} = 6.653 \text{ m} \quad Y_{31} = 4.89 \text{ m} \quad Y_{41} = 6.52 \text{ m} \quad Y_{51} = 10.17$$

5.3 Canal de descarga

En el caso del canal de descarga, la obra de excedencias cuenta con dos canales para la descarga separados por un macizo rocoso, cada uno se de sección rectangular con un ancho de plantilla de

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

25 m y una altura de 9 m en muros laterales. Debido a la topografía del lugar, estos canales llevan en planta una curva horizontal y, longitudinalmente, una curva vertical convexa (ver figura 5.2).

5.4 Muros laterales

Estos muros van revestidos y se diseñan de acuerdo a las recomendaciones que se presentan en la tabla 5.1, tomada del reglamento ACI-Bureau of Reclamation y del Manual de Diseño de obras Civiles de la CFE, estos muros cuentan con un espesor aproximado de 70 cm, de acuerdo a proyecto original.

ACERO DE REFUERZO	HORIZONTAL (%)	VERTICAL (%)
Cara adyacente al terreno	0.15	0.15
Cara no adyacente al terreno	0.20	0.15

Tabla 5.1 Por ciento de acero recomendado para muros

Las combinaciones de acciones mas desfavorables que pueden ser ejercidas sobre los muros, se muestran en los siguientes esquemas:

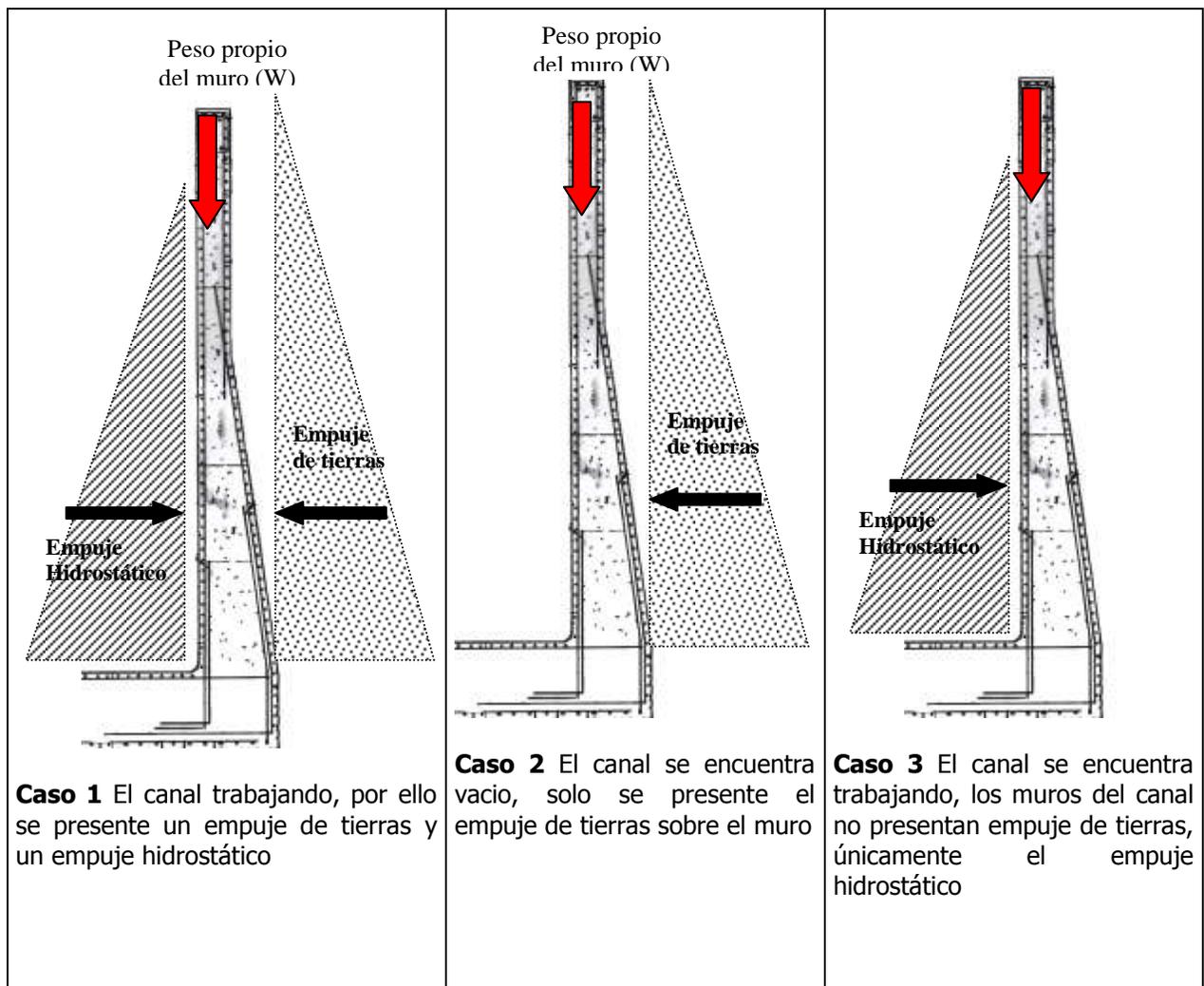


Figura 5.3 Descripción de las acciones sobre la estructura

5.5 Losa de piso y su anclaje

La losa de piso se analiza en el caso más desfavorable; es decir cuando no se encuentre en funcionamiento. Las fuerzas actuantes en ese momento serían únicamente la de su peso propio y las fuerzas de subpresión, como lo muestra la figura 5.4;

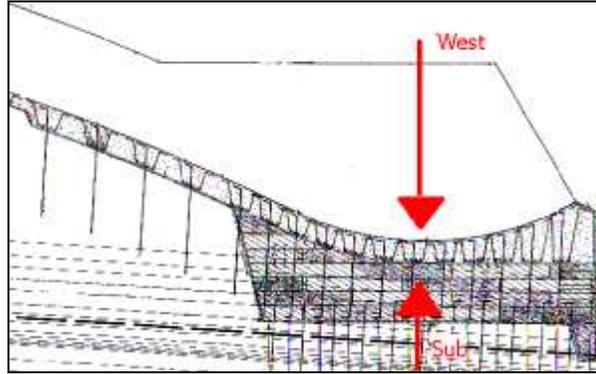


Figura 5.4 Descripción de las acciones sobre la estructura final

Según el cálculo hidráulico el valor promedio del tirante es de 8 m, de acuerdo a esta consideración y sabiendo que la losa tiene un espesor promedio de 0.60 m, el valor de la subpresión se calcula como sigue:

$$\text{subp} = \frac{1}{3} \gamma (Hm + e) = \frac{1}{3} (8 + 0.6) = 2.86 \text{ t/m}^2$$

Por otro lado, el valor del peso propio de la estructura es:

$$W = \gamma e = 2.4(0.6) = 1.44 \text{ t/m}^2$$

La diferencia existente entre estos dos valores, deberá ser absorbida por las anclas, es decir, 1.42 t/m² es una carga negativa, y de acuerdo a la ecuación para el cálculo de la resistencia, por ancla se tiene lo siguiente, considerando varillas de 1 1/2" :

$$R = 0.66 A_s f_y = 0.66 A_s f_y = 0.66(11.4 \text{ cm}^2)(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) = 31.6 \text{ t/pza}$$

Si consideramos que la carga que deba ser absorbida por las anclas es de 1.42 t/m² el patrón de anclaje queda definido de la siguiente manera:

$$W_{\text{max}} = \frac{Ra}{A} \Rightarrow A = \frac{Ra}{W_{\text{max}}} = \frac{31.6 \text{ t}}{1.42 \text{ t/m}^2} = 22.25 \text{ m}^2 / \text{ancla}$$

Y de acuerdo a los siguientes diagramas se aprecia que la separación entre anclas es de aproximadamente 4.72 m,

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

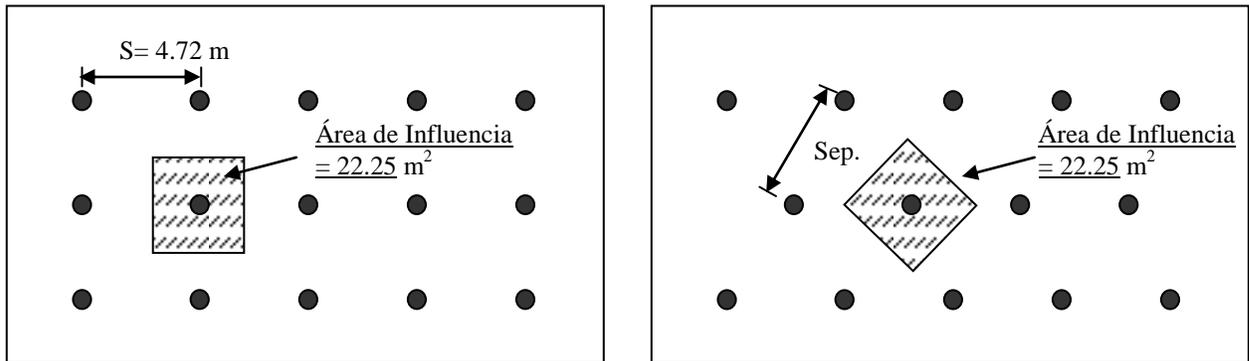


Figura 5.5 Patrón de anclaje normal y patrón de anclaje en tres bolillo

El patrón de anclaje calculado anteriormente guarda similitudes con el calculado para el proyecto de la obra terminal de la presa la Angostura, el cual se muestra a continuación:

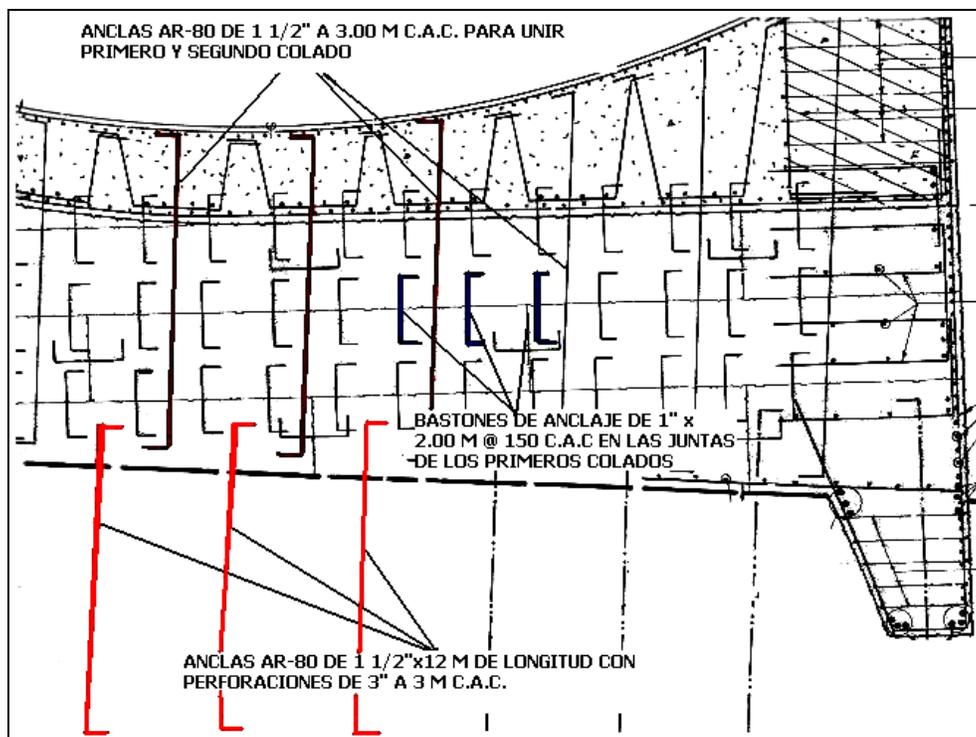


Figura 5.6 Anclaje final de la estructura

5.6 Refuerzo de estructura terminal

En el caso de la estructura terminal, la revisión se lleva a cabo como sigue. Primeramente se analiza la estructura como una losa con dos puntos de apoyo como se muestra en el diagrama que aparece en la figura 5.7

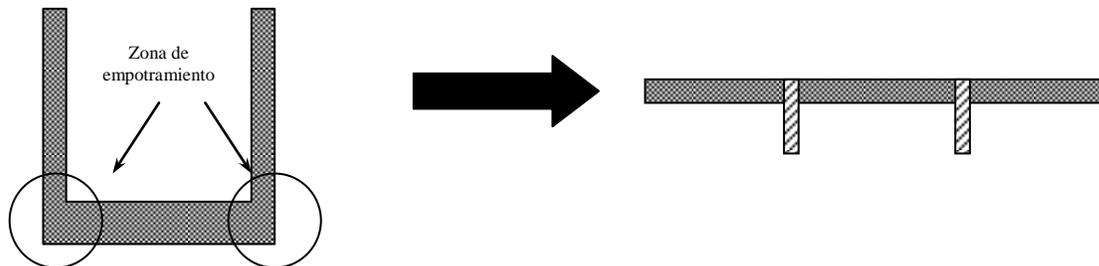


Figura 5.7 Idealización de la estructura terminal



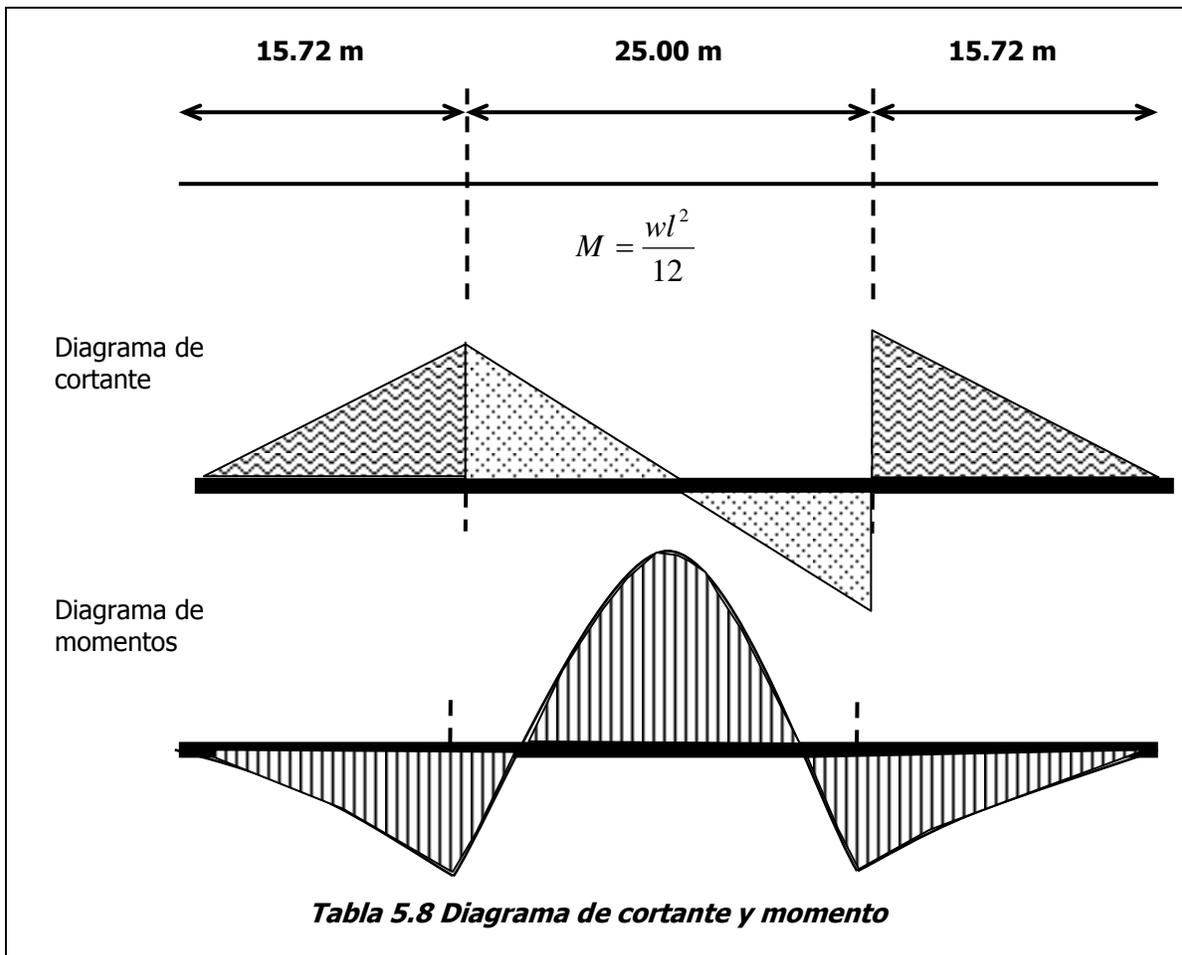
Foto 2 Vista del funcionamiento de la estructura terminal de la obra de excedencias, modelo de la presa La Angostura.

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

5.6.1 Muros

5.6.1.1 Caras interiores

Para el acero vertical en paredes interiores, se diseñara con la presión ejercida por el agua. Se procede al análisis de la estructura por medio del método de Cross, y después de la iteración correspondiente obtenemos los momentos de diseño que a continuación se muestran:



Peso unitario	W	1 t/m ²	1 t/m ²	1 t/m ²
	Fd	0	-1	+1
Momento	Me	+647.45t-m	-52.08	+52.08
	Mequi	0	-595.37	+595.37
Suma de momentos	ΣM	647.45	-647.45	+647.45
Cortante	V _i		12.5	12.5
	V _h		0.0	0.0
	M(+)		78.125	

Tabla 5.2 Cálculo de elementos mecánicos

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

Con los elementos mecánicos anteriores, se procede al diseño de las paredes laterales, caras interiores del canal en la zona de la estructura terminal.

Para conocer el porcentaje de refuerzo se emplea la ecuación:

$$\frac{Mu}{bd^2} \quad (5.8)$$

donde

Mu momento último de diseño en kg-cm

b ancho de la sección a diseñar medida en cm

d espesor de la sección medida en cm

El concreto a emplear tiene una resistencia de 300 kg/cm². Este concreto será considerado en el diseño para homologar las características con el empleado en el diseño original

$$Mu = FR M_R = (1.1)(64,745,000) = 71,219,500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.9)$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{71,219,500}{(100)(85)^2} = 98.57 \quad (5.10)$$

Con este valor, se consulta la tabla "Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares" página 728 Apéndice B, del libro "Fundamentos de concreto reforzado", y se obtiene que para la cuantía de acero no existe valor aproximado. Esto significa que la sección es demasiado pequeña para la cantidad de acero que se requiere colocar para soportar un momento como el calculado anteriormente.

Sin embargo esto tiene una aclaración. La magnitud de esta obra implica un trabajo multidisciplinario. Para este trabajo escrito, se hacen consideraciones básicas a partir de los planos de diseño originales, sin embargo, no se cuenta con la totalidad de los datos de proyecto, en particular las características geotécnicas del material circundante. Se llega entonces a la conclusión que los proyectistas emplearon datos adicionales que permiten el diseño sin ninguna eventualidad de carácter estructural, como ha sucedido en este caso.

Cabe hacer mención que de acuerdo al proyecto original, la obra de Excedencias de la presa la Angostura cuenta con dos canales de descarga, pero es caso particular que uno de ellos alcance una altura de 15.72 m.

Tomando como ejemplo este canal y a partir del acero indicado en plano se procede a una cálculo breve del tirante máximo que podría pasar por el sin dañar la estructura.

Datos de proyecto, proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad:

VISTA	PROYECTO
Cara Interiores	Varilla del #8 @ 30 cm (cambios volumétricos) Varilla del #8 @ 20 cm (flexión)
Caras Exteriores	Varilla del #8 @30 cm (cambios volumétricos) Varilla del #8 @ 30 cm (flexión)

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

$$s = \frac{b}{\text{num. de varillas}} \Rightarrow \text{No. de varillas} = \frac{100}{s} = \frac{100}{20} = 5 \text{ varillas}$$

$$A_s = \text{Num de varillas} \times a_s = 5 \times 4.91 \text{ cm}^2 = 24.55 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a este valor, la cuantía de acero se calcula como sigue:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.55 \text{ cm}^2}{100 \times 85} = 0.2888\%$$

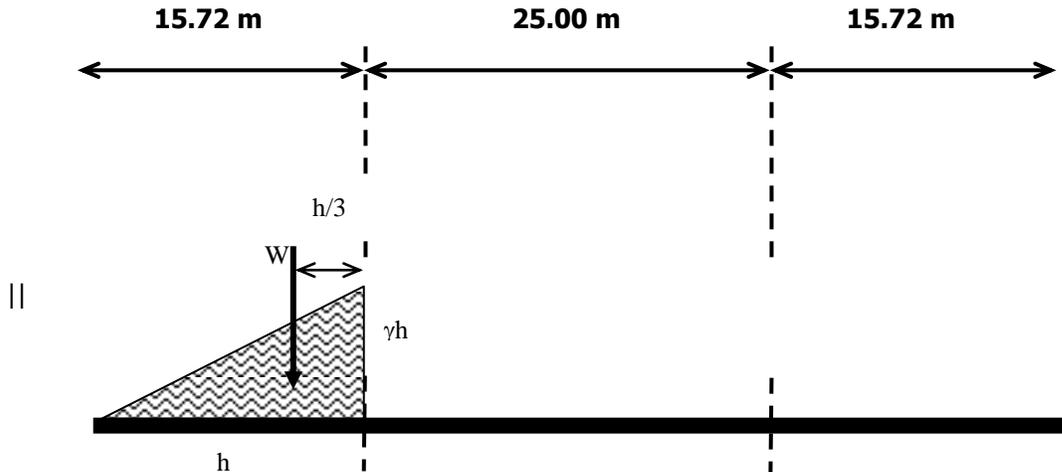
Con esta cuantía de acero, se consulta la tabla "Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares" página 728 Apéndice B, del libro "Fundamentos de concreto reforzado", para obtener el momento último que resistiría la estructura con este armado.

$$\frac{M_u}{bd^2} = 10.61$$

$$M_u = (10.61)(100)(85)^2 = 7,665,725 \text{ kg} - \text{cm} = 76.65 \text{ t} - \text{m}$$

$$MR = \frac{76.65}{1.1} = 69.68 \text{ t} - \text{m}$$

Con este momento resistente se obtiene el tirante que podría pasar por el canal:



$$M_r = W \frac{h}{3}, W = \frac{h}{2} (\gamma h) = \frac{\gamma h^2}{2}$$

$$M_r = \left(\frac{\gamma h^2}{2} \right) \left(\frac{h}{3} \right) = \frac{\gamma h^3}{6}$$

Despejando de la expresión el valor de h, se tiene

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 M_r}{\gamma}} = 7.3928 \text{ m}$$

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

Es decir que para que el muro soporte el empuje del agua el tirante del canal no debiera ser mayor a 7.4 metros, un tirante mayor haría que la estructura fallara.

Sin embargo en estudios anteriores, tesis, se determino tirantes a lo largo del canal y en la cubeta de lanzamiento de forma práctica y de forma teórica. Para ello, los datos de los que se dispuso fueron el gasto que circulaba a lo largo del canal, la pendiente de la plantilla y la rugosidad a lo largo del mismo, la geometría de cada una de las secciones, así como el valor del tirante en una primera sección. Los cálculos se realizaron con valores de $n=0.015$ y $n=0.018$

Los resultados obtenidos son:

Sección	$n=0.015$	$n=0.018$
Tirante inicial	4.974 m	5.008 m
Pto. Intermedio	9.924 m	3.932 m
Tirante a la salida	3.449 m	3.934 m

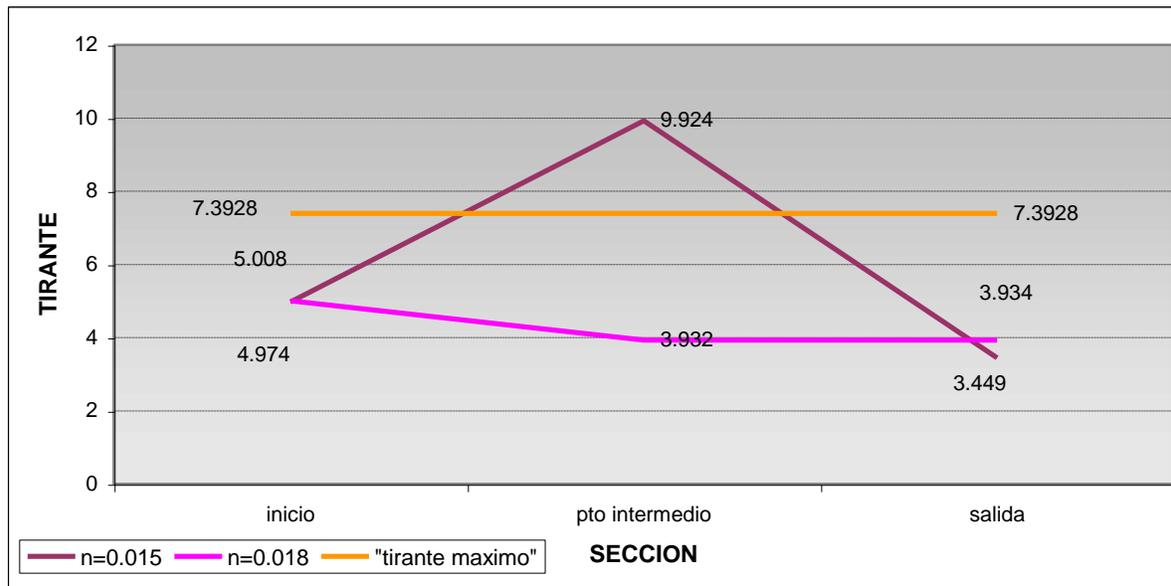


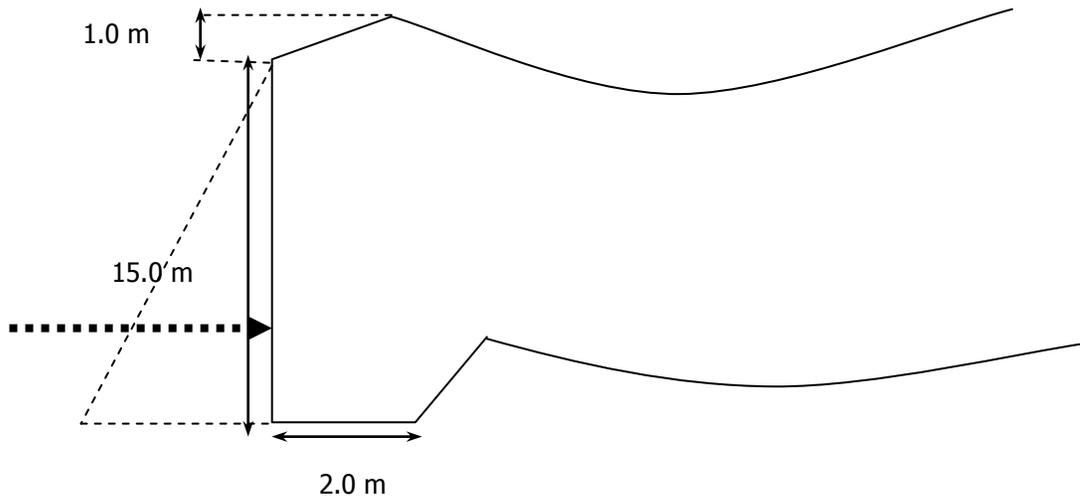
Figura 5.9 Comparativa de tirantes hidráulicos

5.6.3 Armado de dentellón.

El objetivo de colocar el dentellón, es básicamente darle el peso necesario a la estructura para evitar cualquier tipo de volteo cuando ésta se encuentre en funcionamiento y también proteger a la estructura contra la erosión por la caída del chorro de agua en el río.

La configuración del dentellón es la siguiente:

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO



El diseño por flexión está regido por las siguientes expresiones

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2$$
$$M_p = \frac{K_p \gamma h^2}{2} \times \frac{H}{3}$$

Siendo

E_p Empuje pasivo
 K_p Coeficiente de empuje pasivo
 γ peso específico del material
 h altura del dentellón
 M_p Momento resultante de empuje

El caso más desfavorable es cuando el material en donde se coloque el dentellón sea un material arenoso suelto. Por ello es que para el cálculo se considerará este material.

Se considera un ángulo de reposo del material igual a $\phi = 28^\circ$:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} = \frac{1 + \text{sen}(28^\circ)}{1 - \text{sen}(28^\circ)} = 2.77$$

$$E_p = \frac{1}{2} (2.77)(1.75)(15)^2 = 545.34 \text{ t/m}$$

Que representa el empuje del material que rodea al dentellón. Aún cuando en la parte posterior del pie del dentellón se formaría otra cuña de presiones, esta es menor de la que se forma en su parte delantera, por lo que el armado que se determine para esta parte puede ser empleado en la parte posterior.

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

Considerando la sección del dentellón:

$$M_p = \frac{K_p \gamma h^2}{2} * \frac{H}{3} = \frac{(2.77)(1.75)(15)^2}{2} \times \frac{15}{3} = 2726.7 \text{ t-m}$$

Con este momento, obtenido a partir del empuje que el material ejerce sobre el dentellón, se procede a calcular la cuantía de acero

$$2726.7 \text{ t-m} = 2,726,700 \text{ kg-cm}$$
$$A_s = \frac{M_R}{bd^2} = \frac{2,726,700}{(100)(200)^2} = 0.6817$$

Se identifica la cuantía de acero necesaria, de acuerdo a las tablas "Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares"³. De acuerdo a esta tabla, el valor es inferior a los presentados, por lo que se requiere únicamente el empleo de la cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$
$$A_s = \rho b d = 0.0033(100)(200) = 66 \text{ cm}^2$$

Empleando varilla del #8 (área=5.07 cm²), se cubre el acero requerido, por lo que la cantidad y la separación entre ellas es:

$$\text{Num de varillas} = \frac{66}{5.07} \approx 13 \text{ varillas}$$
$$s = \frac{100}{13} = 7.69 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$$

Para el refuerzo por temperatura, el cálculo es como sigue:

$$A_1 = 0.002 A_{\text{bruta}} = (0.002)(200)(1500) = 600 \text{ cm}^2$$
$$\text{Dos lechos.....} \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}^2$$

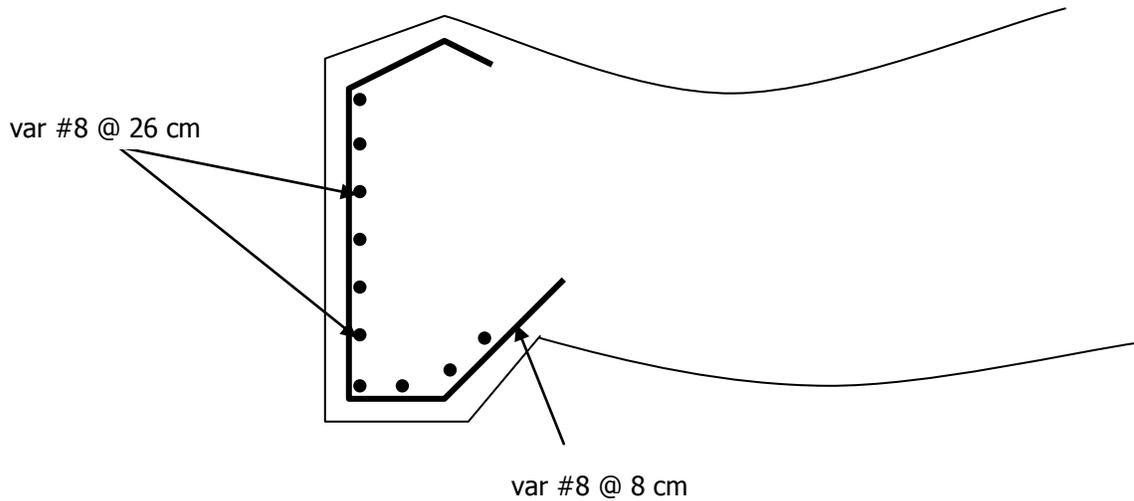
Utilizando el mismo tipo de varilla:

$$\text{Num de varillas} = \frac{300}{5.07} \approx 59 \text{ varillas}$$
$$s = \frac{1500}{59} = 25.4 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$$

³ Ver página 68

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

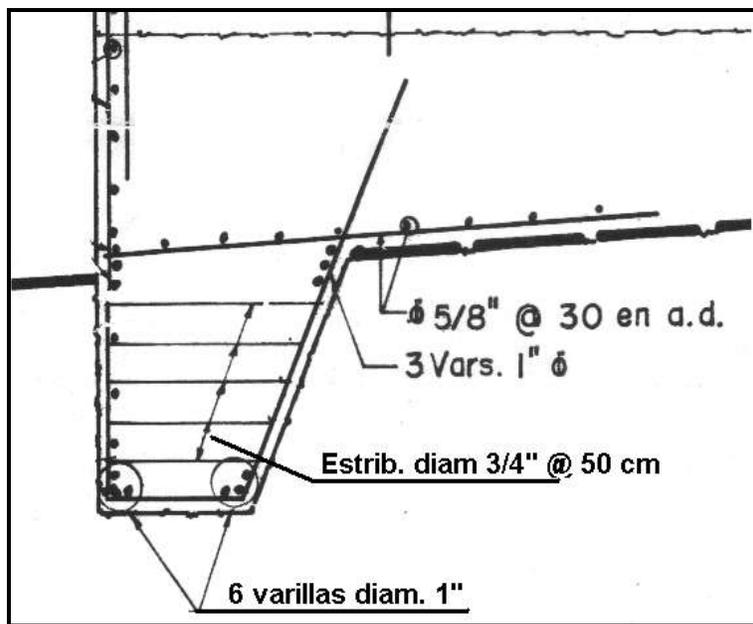
El armado obtenido con este procedimiento se muestra a continuación:



Haciendo una comparativa con respecto a lo indicado en planos de proyecto, proporcionado por la Comisión Federal de Electricidad, se tiene:

VISTA	PROYECTO	CALCULADO
Armado lecho superior	Varilla del #6 @ 30 cm (cambios volumétricos) Varilla del #6 @ 30 cm (flexión)	Varilla del #10 @ 30 cm (cambios volumétricos) Varilla del #12 @ 15 cm (flexión)

El armado de proyecto original es el siguiente:



5.6.4 Algunas consideraciones en el concreto

5.6.4.1 Características del agregado

El tamaño máximo de grava que es conveniente usar en un concreto determinado, se acostumbra definir tomando en cuenta factores tales como características dimensionales y de refuerzo de la estructura, equipos disponibles para mezclado, transporte y colocación del concreto, características granulométricas de la fuente, magnitud de la resistencia requerida, resistencia de los propios agregados, etc.

5.6.4.2 Concreto arquitectónico clase D

Una superficie clase D, incluye todas aquellas superficies permanentemente expuestas en las que no se especifica que la calidad de la superficie debe ser elevada (estructuras hidráulicas tales como túneles, canales y sifones, vertedores, etc).

5.6.4.3 impermeabilización y protección a prueba de humedad

El paso del agua a través del concreto puede ocurrir de dos maneras. En la primera, puede pasar a través de fisuras o aberturas en el concreto cuando el agua esta bajo presión hidrostática y en contacto con la superficie del concreto, también denominado permeabilidad, y que es controlada por medio de impermeabilización. La segunda es por capilaridad. La infiltración por capilaridad resulta, no de una presión, sino de un constante suministro de humedad en una superficie de concreto y de la evaporación por otro lado. Esta infiltración se controla por medio de protección a prueba de humedad.

La mejor manera de asegurar un concreto impermeable es que estas propiedades se incorporen a la estructura durante su construcción, utilizando un concreto de buena y alta calidad, por ello es necesario emplear agregados sanos y bien graduados de baja porosidad, en particular, la arena debe estar formada por partículas redondeadas en vez de angulosas o planas, de tal manera que se produzca un concreto trabajable, con una relación mínima de agua-cemento, que no exceda de 0.54 en las secciones delgadas o ligeramente mayor en secciones masivas. La inclusión de aire es apropiada para reducir el sangrado y detener la lubricación del agua en el concreto.

El concreto debe manejarse de manera que no haya segregación o formación de juntas frías. Debe consolidarse por medio de vibración. Las juntas de construcción son fuentes potenciales de filtración, especialmente en los planos horizontales entre un colado y otro, y por lo tanto requieren que la colocación y vibración se hagan con cuidado.

La consideración de mayor importancia es la de aplicar prácticas de construcción adecuadas, incluyendo su diseño, materiales, manejo y curado.

5.6.4.4 Tratamientos superficiales

Los tratamientos superficiales consisten en revestimientos relativamente delgados que se aplican como la pintura, o en membranas gruesas de una o mas capas.

Las capas de repellado de mortero de cemento Pórtland aplicadas en los muros laterales expuestos al agua, protegen de manera eficaz el concreto poroso contra la penetración de agua bajo presión.

CAPITULO 5. EJEMPLO DE DISEÑO

Cualquier grieta en el concreto debe desconcharse y rellenarse con mortero seco antes de aplicar la capa de repellado.

5.6.4.5 Inspección de la construcción de concreto

La magnitud y amplitud de la inspección en cualquier obra depende de las especificaciones, tamaño y tipo de construcción. En la industria de la construcción se tiene la obligación de inspeccionar diversos tipos de elementos estructurales que abarquen la totalidad de la estructura. Las condiciones que se mencionan a continuación ejercen un efecto directo sobre la calidad final del concreto:

- 1) La elevada temperatura o los vientos fuertes secan el concreto durante el transporte
- 2) Las lluvias fuertes hacen una mezcla con demasiada agua
- 3) Si algún recipiente tiene fugas, abra perdida de mortero durante el transporte, lo cual reducirá la trabajabilidad
- 4) Si el concreto no se transporta con suficiente rapidez, puede estar demasiado rígido al llegar al sitio, sobre todo el lugares de clima caluroso.
- 5) La contaminación del concreto con aceite o suciedad del equipo, da como resultado la perdida de calidad.
- 6) Puede haber segregación debido al empleo incorrecto de canalones colocadores o tuberías, o bien por el recorrido de grandes distancias en bandas transportadoras.
- 7) La película de mortero que queda en el recipiente, se seca con rapidez por lo que debe ser eliminada al final de la jornada

6. CONCLUSIONES

Del presente trabajo se desprenden las conclusiones siguientes:

1. Tener identificada la zona desde el punto de vista topográfico, geológico y geotécnico ayuda a determinar el tipo obra de excedencias que habrá de construirse, sin olvidar que ésta también estará condicionada por el tipo de cortina.
2. Conocer las características físicas y estructurales del material existente en la zona determina cual y cuanto puede ser aprovechado para la construcción de la obra, por otro lado permite determinar si se requiere un tratamiento que admita tener un terreno firme y estable para desplante de las estructuras
3. El primordial objetivo de la estructura terminal es el dispar la energía cinética del agua, por ello su selección dependerá de los niveles al final del canal de descarga y de los niveles del río al pie de la estructura
4. Otra de las condiciones de selección serán las características geotécnicas, geológicas y topográficas de la zona de descarga.
5. Para este caso, la selección de una cubeta de lanzamiento como estructura terminal, tendrá por objetivo desalojar el agua lo más lejos posible del pie de la estructura, para evitar la socavación y un posible deslizamiento, lo que daría inestabilidad a la misma.

CONCLUSIONES

6. Aún cuando la condición de la cubeta de lanzamiento es mantener la estabilidad de la estructura, el funcionamiento de la misma será distinto de acuerdo a sus características físicas, ya que esta puede ser estriada (dentada) o bien lisa.
7. La cubeta de lanzamiento deberá diseñarse, desde el punto de vista hidráulico, siempre funcional, es decir que para gastos pequeños esta siempre lance el chorro de agua lejos del pie de la estructura.
8. Desde el punto de vista estructural, se debe tomar en consideración las características de la cimentación, posibles asentamientos, cambios volumétricos y características del concreto hidráulico empleado, permeabilidad de la zona, empujes de tierra e hidrostáticos, anclajes para evitar desplazamientos, etc.
9. El diseño estructural de la cubeta de lanzamiento, del presente trabajo, se realizó tomando en consideración la teoría básica del diseño, tomando en consideración aspectos geológicos e hidráulicos previos.
10. El diseño se realizó idealizando estructuras, y analizando los elementos (muros y losa) mediante el Método de Cross para determinar los momentos presentes. Se consideró que el material circundante es estable, y se evitó analizar la estructura bajo las condiciones de sismo, llegando a resultados satisfactorios.
11. Se realizó finalmente una comparativa entre el ejemplo de diseño y las características estructurales reales de la estructura, encontrándose que la diferencia es mínima en la colocación del acero, es decir, se encuentra que a mayor separación de la varilla, mayor su dimensión, sin embargo si este espacio se reduce se reduce también el tamaño de la varilla, pero no así la cantidad la cual se ve incrementada.
12. Otra de las conclusiones del presente trabajo es que el diseño de las estructuras, aparte de considerar las características de rigor (estructurales, geológicas, geotécnicas, topográficas, hidráulicas, etc) dependen en gran medida de la experiencia del ingeniero. El conocer el comportamiento de las estructuras, ayuda a reducir los tiempos de iteración, obteniéndose diseños satisfactorios bajo cualquier condición de carga.
13. Desde el punto de vista de la cimentación, siempre debe tomarse en cuenta los estudios geotécnicos y geológicos que se realicen. Derivado de estos estudios se tendrá pleno conocimiento de la resistencia del suelo, que finalmente es un factor determinante en la decisión del tipo de cimentación que ha de emplearse, o bien el tipo de tratamiento que ha de aplicarse para obtener la seguridad deseada, y sobre todo deberá tomarse en cuenta para conocer las reacciones del suelo a las solicitaciones de la estructura que ha de soportar en operación o sin ella.

BIBLIOGRAFÍA

Arreguin Cortés Felipe

Obras de Excedencias, México, D.F., IMTA, 2000

Meli Piralla Roberto

Diseño Estructural, Edit. Limusa, México, 1987

González Cuevas Oscar. Robles Fernández –Villegas Francisco

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Edit. Limusa, 3ª Edic, México 2002

González Cuevas Oscar. Robles Fernández –Villegas Francisco

Análisis Estructural. Edit. Limusa, México 2005

Bibliografía

L. Udall Stewart

Diseño de presas pequeñas. USBR. Compañía editorial Continental.

Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para contener líquidos

Fundación ICA

Carvajal Rodríguez, Roberto

Diseño de la Obra de Excedencias alojada en una presa tipo gravedad. Ejemplo de Aplicación

Departamento de Ingeniería Hidráulica. UNAM

Manual de Diseño de Obras Civiles

Hidrotecnia

A.2.10. Obras de Excedencias

Comisión Federal de Electricidad, 1981

Cruickshank, Carlos

Funcionamiento de Cubetas Deflectoras como disipadores de energía en Vertedores

Universidad Nacional Autónoma de México, 1962

Camargo Hernández, Jaime

Franco, Victor

Diseño y Funcionamiento hidráulico de cubetas deflectoras

Series del Instituto de Ingeniería No. 523

Octubre 1989