



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CÁLCULO DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN LA
CORTINA Y OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA
MAXIMILIANO R. LÓPEZ**

TESIS

Como requisito para obtener el grado de

Ingeniero Civil

Presentan:

**Anadiana Gómez Hernández
Luis Antonio Mújica García**

Directora de Tesis:

Dra. Lilia Reyes Chávez

Ciudad Universitaria 2009





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1 Conceptos Hidrológicos Básicos	4
1.1 Definición de Cuenca Hidrológica	4
1.2 Precipitación	7
1.2.1 Método de la Media Aritmética.....	9
1.2.2 Método de los Polígonos de Thiessen.....	9
1.2.3 Método de las Isoyetas.....	10
1.3 Estimación de Datos faltantes	10
1.3.1 Método de la relación Normalizada.....	10
1.3.2 Método del U.S. National Weather Service.....	11
1.4 Esguerrimiento	12
1.4.1 Hidrograma.....	12
1.5 Relaciones lluvia – esguerrimiento	14
1.5.1 Fórmula Racional.....	14
1.5.2 Hidrograma Unitario.....	15
1.5.3 Hidrograma Unitario Instantáneo.....	16
1.5.4 Hidrograma Unitario Sintético.....	17
1.5.5 Método de Chow.....	17
1.5.6 Hidrograma Unitario Triangular.....	19
1.5.7 Hidrograma Unitario Adimensional.....	20
1.6 Análisis Probabilístico de Gastos máximos	21
1.6.1 Período de Retorno.....	21
1.6.2 Funciones de Probabilidad.....	23
1.6.2.1 Distribución Normal.....	23
1.6.2.2 Distribución Log normal.....	25
1.6.2.3 Distribución Gumbel.....	26
1.6.2.4 Distribución Exponencial.....	27
1.6.3 Análisis de Gastos Máximos.....	27
2 Aspectos generales considerados en las presas y tipos de cortinas	30
2.1 Consideraciones generales para la ubicación de la presa	30
2.1.1 Topografía.....	30
2.1.2 Materiales disponibles.....	34
2.2 Clasificación de los suelos	34
2.2.1 Componentes del suelo.....	35
2.2.1.1 Características de comportamiento de los componentes de un suelo.....	37
2.2.2 Características técnicas de permeabilidad y compresibilidad de los grupos de suelos.....	38
2.3 Condiciones geológicas y cimentación	39

2.4	Clasificación de presas	40
2.4.1	Clasificación en función a su altura.	40
2.4.2	Clasificación en función a su operación.....	41
2.4.2.1	Presas de almacenamiento.....	41
2.4.2.2	Presas de derivación.....	41
2.4.2.3	Presas reguladoras.....	41
2.4.2.4	Presas vertedoras.....	42
2.4.2.5	Presas no vertedoras.....	42
2.4.3	Clasificación con respecto al tipo de construcción y material que la constituyen.....	42
2.5	Cortinas.....	44
2.5.1	Determinación de la Altura Hidráulica de la cortina.....	44
2.5.1.1	Cálculo del NAMIN	45
2.5.1.1.1	Cálculo del aporte de sedimentos.....	46
2.5.1.2	Cálculo del NAMINO.....	47
2.5.1.3	Cálculo del NAMO.....	48
2.5.1.4	Cálculo del NAME.....	48
2.5.1.4.1	Método Semigráfico.....	51
2.5.2	Altura estructural de la cortina.....	52
2.5.2.1	Cálculo del Bordo Libre.....	52
2.5.2.1.1	Marea de viento.....	53
2.5.2.1.1.1	Viento Geostrófico.....	53
2.5.2.1.1.2	Variación de la velocidad del viento con la altura.....	55
2.5.2.1.2	Oleaje de viento.....	56
2.5.2.1.3	Pendiente y características del paramento mojado.....	56
2.5.2.1.4	Factor de seguridad.....	58
2.5.3	Tipos de cortinas.....	59
2.5.3.1	Cortinas rígidas.....	59
2.5.3.2	Cortinas flexibles.....	59
2.5.3.3	Cortinas tipo gravedad.....	59
2.5.3.4	Cortinas en arco.....	60
2.5.3.5	Cortinas de manchones o contrafuertes.....	62
2.5.3.6	Cortinas de tierra y enrocamiento.....	62
2.5.3.7	Cortinas homogéneas de tierra.....	63
2.5.3.8	Cortinas homogéneas de enrocamiento.....	64
3	<i>Estructuras que componen las Obras de Excedencias.....</i>	66
3.1	Estructuras que componen las Obras de Excedencias.....	67
3.2	Tipos de Obras de Excedencias.....	70
3.2.1	Vertedores de caída libre.....	71
3.2.2	Vertedores de canal lateral.....	72
3.2.3	Vertedores en embudo.....	73
3.2.4	Sifón vertedor.....	74
3.2.5	Vertedores de abanico.....	74
3.2.6	Vertedores de medio abanico.....	75
3.2.7	Vertedores de Cimacio.....	76

3.2.8	Vertedores de conducto y de Túnel.	77
3.2.9	Vertedores en Rápida.	78
3.3	Diseño del vertedor tipo Cimacio	78
3.3.1	Vertedor cimacio sin compuerta	78
3.3.2	Vertedor cimacio con compuerta.....	87
3.4	Ley de descarga del vertedor.	88
3.4.1	Cálculo de la Longitud Efectiva.	88
3.4.2	Cálculo del Coeficiente de Descarga.....	92
3.5	Estructuras Terminales.	95
3.5.1	Diseño de las cubetas de lanzamiento.	96
3.5.1.1	Determinación de las presiones.....	97
3.5.1.2	Determinación de la trayectoria	99
3.5.2	Diseño Hidráulico de la cubeta dentada tipo U.S. Bureau of Reclamations.	99
3.5.3	Diseño Hidráulico de tanques amortiguadores.	102
3.5.3.1	Tanque Rectangular tipo S.A.F.	102
3.5.3.2	Tanque rectangular tipo U.S. Bureau of Reclamations (I).	103
3.5.3.3	Tanque rectangular tipo U.S. Bureau of Reclamations (II) y (III)	106
3.5.3.4	Tanques amortiguadores rectangulares con escalón terminal vertical.	109
3.5.3.5	Tanques amortiguadores de sección trapecial	109
3.5.3.6	Bordo libre en tanques amortiguadores	109
4	<i>Estabilidad de la Cortina y Obra de Excedencias de la Presa.....</i>	113
4.1	Fuerzas y esfuerzos que actúan en la estructura	113
4.1.1	Fuerzas actuantes	114
4.1.1.1	Peso propio.	114
4.1.1.2	Subpresiones.	115
4.1.1.3	Empuje hidrostático.	117
4.1.1.4	Fuerza por Sismo.	118
4.1.1.4.1	Deslizamiento o distorsiones	118
4.1.1.4.2	Agrietamiento Longitudinal.....	121
4.1.1.4.3	Agrietamiento transversal.....	122
4.1.1.4.4	Rotura de conductos enterrados.....	123
4.1.1.4.5	Desplazamiento de fallas.....	123
4.1.1.4.6	Derrumbe de ladera	124
4.1.1.5	Cálculo de la fuerza sísmica	126
4.1.1.5.1	Cálculo de la fuerza sísmica en la Masa de agua.....	128
4.1.1.5.2	Calculo de la fuerza en masa de concreto.....	130
4.2	Análisis de estabilidad	130
4.2.1	Revisión de volteo	131
4.2.2	Revisión de deslizamiento	131
4.2.3	Revisión de agrietamiento.....	132
4.2.4	Esfuerzos permisibles	133
4.2.5	Esfuerzos de compresión y tensión	134

5	Aplicación. Presa Maximiliano R. López (Bachoco).	137
5.1	Generalidades.	137
5.2	Cálculo de la altura de la cortina.	140
5.2.1	Altura del volumen de superalmacenamiento.	140
5.2.1.1	Cálculo de la altura de precipitación para T = 500 años	140
5.2.1.2	Cálculo del hidrograma de entrada para el tránsito de avenidas.	146
5.2.1.3	Altura del NAME.	148
5.2.1.3.1	Coeficiente de descarga del vertedor.	149
5.2.1.4	Volumen del NAME.	158
5.2.2	Altura del bordo libre	158
5.2.2.1	Marea de viento.	158
5.2.2.2	Oleaje de viento.	160
5.2.2.3	Pendiente y características del paramento mojado.	160
5.2.2.4	Factor de seguridad.	161
5.3	Obras de excedencias.	162
5.3.1	Diseño del cimacio.	162
5.3.2	Longitud efectiva.	164
5.4	Cálculo de fuerzas y esfuerzos para la cortina y la obra de excedencias bajo condiciones ordinarias, extraordinarias y extremas.	165
5.4.1	Fuerzas.	165
5.4.1.1	Peso propio.	165
5.4.1.2	Empuje hidrostático.	168
5.4.1.3	Subpresiones.	171
5.4.1.4	Sismo en masa de concreto y masa de agua.	175
5.4.2	Esfuerzos.	179
5.4.2.1	Compresión y tensión	179
5.4.2.2	Deslizamiento.	184
5.4.2.3	Agrietamiento.	186
	CONCLUSIONES.	188
	BIBLIOGRAFIA	191

INTRODUCCIÓN

El acelerado crecimiento de la población mundial en los últimos años ha acentuado el problema de escasez de agua en muchas regiones de ciertos países, o en países enteros. Debido a esto el hombre se ha visto en la necesidad de buscar la manera de captar el agua de forma artificial, para consumo propio, para uso agrícola y para generación de energía, entre otras actividades.

Las estructuras que permiten controlar, aprovechar o disponer del agua se denominan Obras Hidráulicas. Estas se clasifican según su función en obras de:

- Aprovechamiento (algunos de sus usos son para abastecimiento de agua a poblaciones, riego de terrenos, producción de fuerza motriz, navegación fluvial, recreación).
- Defensa (se utilizan para el control de inundaciones y control de azolves).

Bajo ciertas condiciones, se presentan eventos extremos, por lo que hay que garantizar la seguridad hidrológica y estructural de la obra, es decir, que no haya riesgo de falla de la presa ante un evento de esta naturaleza.

Esta es la importancia de hacer una revisión de la estabilidad de la presa para garantizar que esta no sufrirá daño alguno cuando se presente la avenida máxima o cuando se ocurra algún evento extremo que pueda dañar de manera irreparable la estructura.

La revisión de la estabilidad de una presa implica la determinación de la elevación máxima de la superficie libre del agua en el embalse, como resultado del paso de la llamada avenida de diseño, la cual es desalojada por el vertedor y además controlada por éste cuando tiene compuertas. Esta elevación, conocida como NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias), permite definir el nivel mínimo de la corona de la cortina de la presa al sumarle el Bordo Libre, que es la altura de cortina que absorbe el oleaje que produce el viento, para que el agua no la desborde y cause daños originando un riesgo de falla. Se calculan las fuerzas y esfuerzos que actúan sobre la presa como son el peso propio, el empuje hidrostático, las subpresiones y para condiciones extremas la fuerza sísmica.

La presente tesis tiene como objetivo el cálculo de las fuerzas y esfuerzos que actúan sobre la cortina y la obra de excedencias, en este caso, de la presa Maximiliano R. López (Bachoco) ubicada en el estado de Sonora.

Esta tesis se divide en cinco capítulos, en los cuales los cuatro primeros capítulos están dedicados a describir los aspectos hidrológicos y de ingeniería de presas necesarios para llevar a cabo el objetivo de la tesis. El último capítulo es en el que se lleva a cabo la aplicación de todos los capítulos anteriores en el cálculo de las fuerzas y esfuerzos actuantes en la presa en cuestión.

El capítulo uno contiene los aspectos hidrológicos básicos que se requieren, como por ejemplo conceptos de altura de precipitación, estimación de datos faltantes, hidrogramas, periodo de retorno, funciones de probabilidad, por citar algunos.

En el capítulo dos abordamos los aspectos generales considerados en las presas y se describen los tipos de cortinas así como sus características. Podemos citar la topografía del lugar, los materiales disponibles, el tipo de suelo, las condiciones geotécnicas, entre otras. También se describe en este capítulo la forma de obtener la altura hidráulica y la altura estructural de la cortina.

En el capítulo tres se describen las características de la obra de excedencias y las estructuras que la componen. Por ejemplo se describen los tipos de obras de excedencias, la metodología para el diseño de un vertedor tipo cimacio y las características principales de las estructuras terminales.

El capítulo cuatro describe las condiciones de estabilidad para la cortina y obra de excedencias así como las fuerzas y esfuerzos que actúan sobre las mismas.

En el capítulo cinco se hace la revisión para la presa Maximiliano R. López aplicando todos los conceptos de los capítulos anteriores.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones arrojadas en la realización de este trabajo.

Capítulo 1
Conceptos Hidrológicos
Básicos

1 Conceptos Hidrológicos Básicos.

De acuerdo a Chow, "Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos".

Como ingenieros en ocasiones acotamos la definición y el campo de aplicación incluyendo el diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del recurso hidráulico. A continuación se mencionan algunos conceptos fundamentales de la hidrología superficial que los ingenieros deben manejar adecuadamente.

1.1 Definición de Cuenca Hidrológica.

Aparicio plantea la siguiente definición de cuenca: "una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida".

Dentro de un proyecto hidrológico, es necesario conocer las características fisiográficas de la cuenca para el modelamiento matemático de las variables hidrológicas por lo que resulta necesario definir de forma breve algunas de las características:

Parteaguas. Es la línea imaginaria que separa a una cuenca de las cuencas vecinas y está formada por los puntos de mayor nivel topográfico.

Área de la cuenca. Es la superficie en proyección horizontal y está delimitada por el Parteaguas.

Corriente principal. Es la corriente que pasa por la salida de la cuenca. Las demás corrientes se denominan corrientes tributarias, entre más corrientes tributarias más rápida será su respuesta a la precipitación, esto debido a que las corrientes tributarias forman un sistema de drenaje.

Parámetro de forma. Esta característica es un buen identificador de cómo será la respuesta al escurrimiento a partir de la forma de la cuenca, ya que entre mayor sea el valor de mayor será el perímetro por km^2 de área que se encuentre limitando la cuenca (Escalante, 2002).

Longitud de la cuenca. En la práctica se tienen dos tipos de cuencas, las llamadas regulares y las irregulares, en cualquiera de los casos se debe de obtener la longitud de la cuenca. Si esta es regular se puede considerar encerrada en un rectángulo, siendo la longitud de la cuenca (km) el lado mayor de éste. Por el contrario, si es irregular se tendrán que trazar círculos dentro de la cuenca, y la longitud se obtiene de la línea que se forma al unir los puntos centrales de cada circunferencia.

Ancho máximo de la cuenca. El ancho máximo es la longitud medida en km, de la perpendicular más grande a la línea de longitud obtenida en el apartado anterior.

Ancho medio de la cuenca. El ancho medio de la cuenca se define como el cociente del área drenada, entre la longitud de la cuenca.

Coefficiente de asimetría de la cuenca. Este coeficiente adimensional define que tan simétricas son las áreas de aportación de la cuenca, a la izquierda o derecha de la corriente principal.

Pendiente media de la cuenca. De acuerdo al criterio de Horton se debe trazar una malla sobre el área de la cuenca en estudio, la cual se orienta en el sentido de la corriente principal. El número mínimo requerido de intersecciones en la malla con las curvas de nivel es 100, con lo cual se tendrá una buena aproximación de la pendiente. Una vez definida la malla, se mide la longitud de cada línea comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada una de éstas líneas con las curvas de nivel.

La pendiente media de la cuenca en cada dirección de la malla se determina como el producto del número de intersecciones entre la malla y las curvas de nivel, por el desnivel de la curvas de nivel entre la longitud total de la línea de la malla abarcada por el parteaguas.

Elevación media de la cuenca. La elevación media se obtiene fácilmente mediante una malla generada sobre el plano topográfico del sitio en estudio. Para cada una de las intersecciones dentro de la cuenca se obtiene el valor de la elevación, por lo que solamente se requiere obtener el promedio entre al menos 100 puntos de la malla para determinar la elevación media.

Orden de corrientes. El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca, el procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corrientes de orden 1 a aquellas que no tienen ningún

tributario; de orden 2 a las que solo tienen tributarios de orden 1; de orden 3 a las que tienen tributarios de orden 2, etc. De este modo, el orden de la corriente principal indicara la extensión de la red de corriente dentro de la cuenca. Para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes. Una vez que se sabe cuál es el orden de la red de drenaje, es muy fácil determinar cuál es la corriente principal.

Longitud de los tributarios y del cauce principal. La longitud de los tributarios, medida en km, es un indicador de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las zonas escarpadas y bien drenadas, usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en las regiones planas donde los suelos son permeables se tienen tributarios largos que generalmente son corrientes perennes.

Coefficiente de Sinuosidad. Este coeficiente mide el grado de curvatura de la corriente principal, y se estima al dividir la longitud del cauce principal en km, entre la longitud de línea recta, también en km, que une el punto de inicio con la salida de la cuenca. Así, si la corriente es prácticamente una recta el coeficiente es igual a uno.

Densidad de corriente. Este coeficiente se expresa como la relación entre el número total de corrientes y el área drenada.

Densidad de drenaje. Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud total de las corrientes perennes e intermitentes por unidad de área. Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Ésta pendiente varía a lo largo del cauce por lo cual es necesario definir una pendiente media.

Los métodos más utilizados son los siguientes:

- ***Pendiente media.*** Se calcula con el desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.
- ***Pendiente compensada.*** Se traza una línea recta a lo largo del cauce principal apoyándose en el extremo aguas debajo de la corriente de tal manera que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea.
- ***Método de Taylor y Schwartz.*** Este método propone calcular la pendiente media dividiendo el cauce principal en m tramos que tengan la misma longitud y tiempo de recorrido.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad 1.1$$

Donde:

- S Pendiente media.
- m Número de tramos.
- S_m Pendiente del tramo en estudio.

1.2 Precipitación.

La precipitación se clasifica dependiendo del diámetro de las gotas y nube de procedencia en:

Clase	Nube	Número de gotas
Lluvia	Nimbostratus, stratocumulus y stratos	Grande
Llovizna	Altostratos y estratos	Enorme
Aguacero	Cúmulonimbos	Moderado
Nieve	Altostratos, nimbostratos y stratocumulus	Copos
Granizo	Cumulonimbos	Gotas congeladas

Tabla 1.1. Características generales de las principales clases de precipitación

Existe una variación espacial y temporal de la precipitación de acuerdo con la circulación atmosférica y algunos factores locales. La humedad es la principal causa de la variabilidad de la precipitación. Para cuantificar el valor de la precipitación en un sitio de interés se utilizan los pluviómetros y pluviógrafos. Los primeros son dispositivos de medición que determinan la cantidad de agua que cae en un periodo de tiempo de 24 horas, es decir únicamente proporcionan el valor de la precipitación en este periodo de tiempo. Mientras que el pluviógrafo registra el valor de precipitación en diferentes intervalos de tiempo durante las 24 horas.

Estas alturas de precipitación se representan gráficamente mediante un hietograma, el cual es la representación en diagrama de barras (Figura 1.1) de las alturas o intensidades de lluvia en función del tiempo. Un hietograma de precipitación acumulada o curva masa se obtiene sumando los incrementos de precipitación a través del tiempo durante las 24 horas de medición (Figura 1.2).

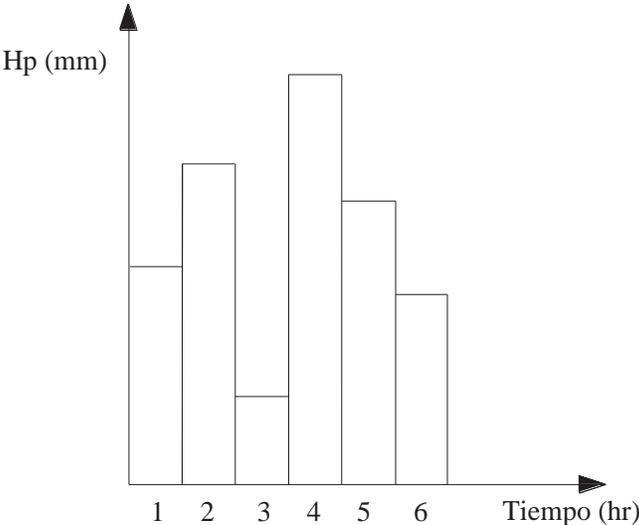


Figura 1.1. Hietograma de alturas de precipitación construido con datos

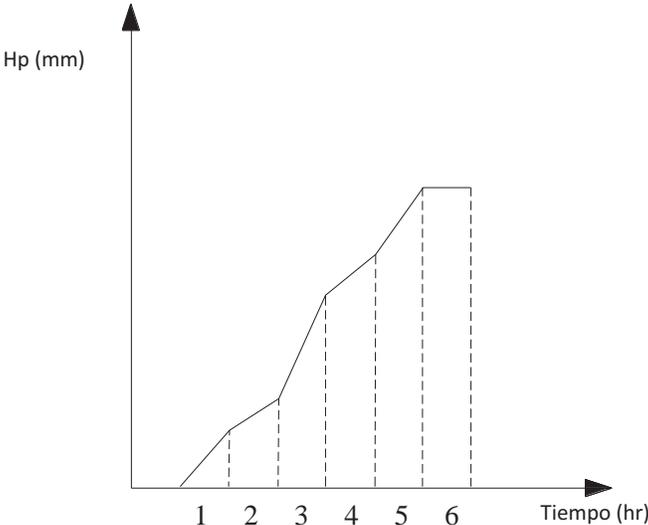


Figura 1.2. Curva masa de una tormenta

Todos estos cálculos nos permiten tener idea de que tan severa es una tormenta en particular, comparada con otras precipitaciones registradas en un mismo sitio. Un dato muy importante que se debe obtener es la altura o intensidad promedio de lluvia sobre un área dada, por ejemplo sobre una determinada cuenca. Para obtener esta información existen algunos métodos que veremos a continuación:

1.2.1 Método de la Media Aritmética.

Es el más simple y consiste en promediar las alturas de precipitación registradas en un número dado de pluviómetros o pluviógrafos. Este método arroja buenos resultados cuando los instrumentos de medición se encuentran distribuidos uniformemente sobre el área y sus mediciones individuales no varían considerablemente con respecto a la media.

$$\overline{hp} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n hp_i \quad 1.2$$

Donde:

\overline{hp} Altura de precipitación efectiva promedio.

hp_i Altura de precipitación efectiva del pluviómetro o pluviógrafo i .

n Número de pluviómetros o pluviógrafos.

1.2.2 Método de los Polígonos de Thiessen.

Este método es más exacto que el anterior y establece que en cualquier punto de la cuenca la precipitación es igual a la que se registra en el pluviómetro o pluviógrafos más cercano; luego la altura registrada en un pluviómetro o pluviógrafo dado se aplica hasta la mitad de la distancia a la siguiente estación pluviométrica en cualquier dirección. Los pesos relativos de cada pluviómetro se determinan de las correspondientes áreas de aplicación en una red de polígonos de Thiessen, cuyas fronteras están formadas por los bisectores perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros o pluviógrafos adyacentes.

Si existen j pluviómetros o pluviógrafos y el área de la cuenca que se asigna a cada uno de ellos es A_j y P_j es la precipitación registrada en el j -ésimo pluviómetro, la precipitación promedio para la cuenca sobre el área es:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^j A_j P_j \quad 1.3$$

Donde el área de la cuenca es $A = \sum_{j=1}^j A_j$. Este método tiene el inconveniente de que se tiene que construir un nuevo polígono de Thiessen cada vez que hay un cambio en la red de pluviómetros.

1.2.3 Método de las Isoyetas.

Este método consiste en construir las isoyetas utilizando información de intensidades obtenidas de los pluviómetros o pluviógrafos e interpolando entre pluviómetros adyacentes. Las isoyetas adoptan la forma de las curvas de nivel del sitio de estudio. Ya que se tiene el mapa de isoyetas, se mide el área A'_j entre cada par de isoyetas en la cuenca y se multiplica por el promedio \bar{P}_j de las alturas de precipitación entre dos isoyetas adyacentes para calcular la precipitación promedio sobre el área.

$$\bar{P} = \frac{1}{A_T} \sum_{j=1}^{n'} \bar{P}_j A'_j \quad 1.4$$

1.3 Estimación de Datos faltantes.

Muchas estaciones hidrometeorológicas utilizadas para la obtención de datos de precipitación tienen periodos faltantes en sus registros, debido a fallas de los instrumentos o a que el personal asignado se ausenta. Entonces es necesario estimar estos datos faltantes para poder trabajar. A continuación se mencionan dos de métodos.

1.3.1 Método de la relación Normalizada.

En el procedimiento utilizado por el U.S. Weather Bureau, las cantidades de precipitación se estiman a partir de observaciones realizadas en tres estaciones cercanas, espaciadas en lo posible, y situadas alrededor de la estación cuyo registro no existe. Pero si la precipitación normal anual de cada una de las estaciones índice está dentro de un 10% de

la estación para la cual el registro no existe, un promedio aritmético simple de la precipitación en las estaciones índice da un estimativo adecuado.

Si la precipitación normal anual en cualquiera de las estaciones índice difiere de aquella de la estación en cuestión en más de un 10%, es preferible utilizar el método de la razón normal; en este método, las cantidades de las estaciones índice son ponderadas mediante las relaciones entre los valores de precipitación media anual.

$$hp_x = \frac{1}{n} \left(\frac{p_x}{p_1} hp_1 + \frac{p_x}{p_2} hp_2 + \dots + \frac{p_x}{p_n} hp_n \right) \quad 1.5$$

Donde:

- hp_i Altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i .
- hp_x Altura de precipitación faltante en la estación en estudio.
- p_i Precipitación media anual en la estación auxiliar i .
- p_x Precipitación media anual en la estación en estudio.
- n Número de estaciones auxiliares.

1.3.2 Método del U.S. Nacional Weather Service.

Los valores faltantes en la estación en estudio hp_x , pueden ser obtenidos a través de los registros de las estaciones cercanas sin importar si la escala de tiempo es diaria, mensual o anual.

La metodología consiste en asignar un factor de peso W a las estaciones cercanas al punto con datos faltantes, este factor de peso tomará en cuenta la distancia D que existe entre el sitio con datos faltantes y la estación vecina así como su precipitación registrada hp_i para el día mes o año en cuestión es decir:

$$hp_x = \frac{\sum_{i=1}^N hp_i W_i}{\sum_{i=1}^N W_i} \quad 1.6$$

Donde:

$$W_i = \frac{1}{D^2} \quad 1.7$$

1.4 Escurrimiento.

Es el agua que proviene de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para ser drenada hasta la salida de la cuenca.

Existen tres tipos de escurrimiento:

- **Escurrimiento superficial.** Es el que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca.
- **Escurrimiento subsuperficial.** Es el agua que se ha infiltrado y escurre cerca de la superficie del suelo.
- **Escurrimiento subterráneo.** Es el agua que se infiltra hasta niveles inferiores al freático.

El escurrimiento superficial es el más rápido de los tres y puesto que proviene de la precipitación en exceso constituye el escurrimiento directo.

El escurrimiento subsuperficial, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo, puede considerarse parte del escurrimiento superficial (si es relativamente rápido) o parte del escurrimiento subterráneo (si es relativamente lento).

El escurrimiento subterráneo es el que llega de forma más lenta a la salida de la cuenca. Debido a que se produce debajo del nivel freático sirve para alimentar a las corrientes en época de estiaje, por lo cual se denomina escurrimiento base.

1.4.1 Hidrograma.

Un hidrograma es una gráfica donde se representa al gasto o caudal como función del tiempo. Chow define el concepto de hidrograma como: “es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca de drenaje particular”.

La forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía de una cuenca a otra y de una tormenta a otra. Los componentes de un hidrograma son los siguientes (Figura 1.3):

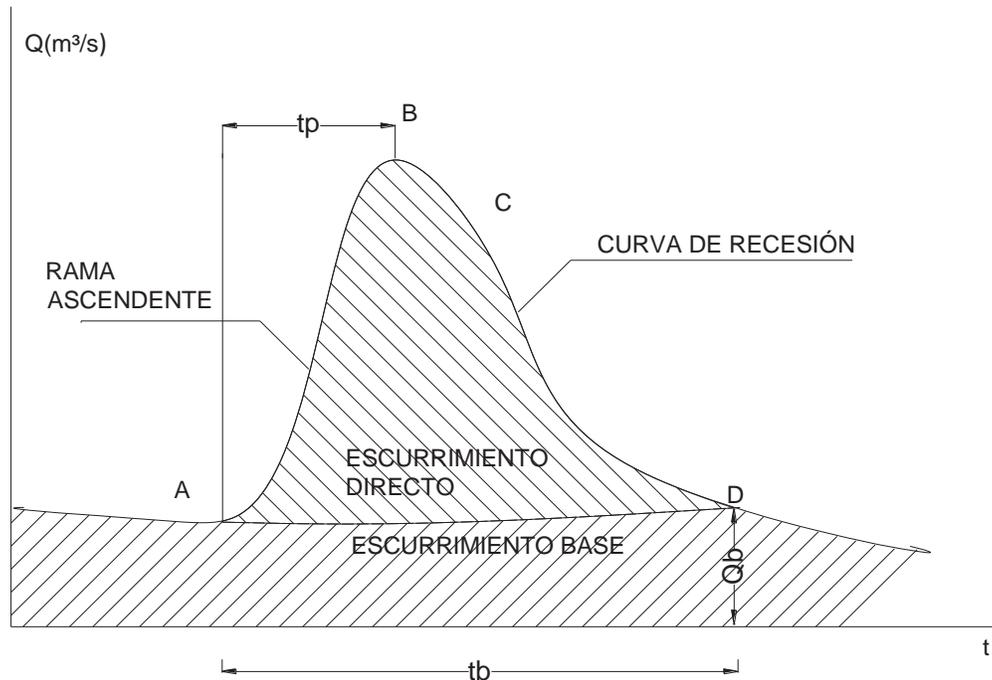


Figura 1.3. Elementos constitutivos de un hidrograma

Punto de levantamiento (A). En este punto, el agua que proviene de la tormenta llega a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante o incluso cuando ha transcurrido un tiempo desde que dejó de llover, esto depende del tamaño de la cuenca, de su sistema de drenaje, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

Pico (B). Representa el gasto máximo o gasto pico producido por la tormenta. Suele ser el punto más importante para fines de diseño.

Punto de inflexión (C). Este punto representa el término del flujo sobre el terreno (es el que se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos, es decir, no desaparece entre dos tormentas sucesivas). De este punto en adelante, el agua que queda en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

Final del escurrimiento directo (D). Este punto es el final del escurrimiento directo y de aquí en adelante todo es escurrimiento subterráneo. Este punto no se puede observar con facilidad, por lo cual existen varios métodos para determinarlo.

Tiempo de pico (T_p). Es el tiempo transcurrido entre el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

Tiempo base (T_b). Es el tiempo transcurrido desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Es la curva de vaciado de la cuenca.

1.5 Relaciones lluvia – escurrimiento.

Para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas es necesario contar con suficiente información de los escurrimientos y las precipitaciones del lugar donde se encuentre la obra. Sin embargo, en muchas ocasiones no se tienen los registros necesarios de los escurrimientos. Por ello, se cuenta con varios métodos que permiten determinar los escurrimientos en función de las características fisiográficas de la cuenca y de la precipitación.

Los métodos más comunes son los siguientes:

1.5.1 Fórmula Racional.

Este método toma en cuenta el área de la cuenca y la altura de precipitación.

Si una cuenca es impermeable y cae una lluvia de intensidad constante y de manera uniforme durante un largo tiempo, entonces el gasto que sale de la cuenca aumentará conforme pase el tiempo hasta un punto denominado punto de equilibrio. En este punto el gasto que entra por unidad de tiempo será el mismo que salga de la cuenca. El tiempo que transcurra entre el inicio de la lluvia y el momento en que se llegue al punto de equilibrio se denomina tiempo de concentración.

El tiempo de concentración equivale al tiempo que tarda el agua en ir del punto más alejado hasta la salida de la cuenca y depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno, los cauces y de la rugosidad de los mismos. Se calcula mediante la ecuación:

$$t_c = \frac{L}{3600v} \quad 1.8$$

Donde L es la longitud del cauce principal y v es la velocidad media del agua en el cauce principal en m/s.

Otra manera de calcular el tiempo de concentración es mediante la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad 1.9$$

Donde S es la pendiente del cauce principal, L se expresa en m y t_c resulta en horas.

Si la cuenca es permeable, solo una parte de la lluvia que cae irá a la salida de la cuenca puesto que la otra parte se infiltrará. Si una vez que se ha llegado al punto de equilibrio no cambia la capacidad de infiltración, entonces se puede escribir la fórmula racional:

$$Q_p = CiA_c \quad 1.10$$

Donde C es un coeficiente de escurrimiento y representa la fracción de lluvia que escurre de forma directa, i es la intensidad de la lluvia, A_c es el área de la cuenca y Q_p es el gasto máximo posible que puede producirse.

1.5.2 Hidrograma Unitario.

El concepto de hidrograma unitario fue propuesto por primera vez por Sherman (1932), quien originalmente utilizó la palabra unitario para denotar un tiempo unitario, pero desde entonces se ha interpretado como una profundidad unitaria de exceso de lluvia.

Se le llama hidrograma unitario debido a que el volumen de escurrimiento bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm de altura de precipitación efectiva (hp_e).

La definición matemática es un poco más compleja, por lo que no se hará la deducción de dicha definición, solo se mencionará que es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia.

El hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis.

- **Tiempo base constante.** Esto es, que la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido.
- **Linealidad o proporcionalidad.** Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Por lo tanto, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.
- **Superposición de causas y efectos.** El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes.

1.5.3 Hidrograma Unitario Instantáneo.

Según Linsley, un hidrograma unitario instantáneo “es aquel de respuesta hipotética a una profundidad unitaria de exceso de precipitación que se depositó instantáneamente en toda la superficie de la cuenca” y es la función respuesta de impulso.

Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escurrimiento producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, o sea, la suma de dos hidrogramas unitarios. Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función kernel $U(t - T)$ que aparece en:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt \quad 1.11$$

Donde $q(t)$ es el hidrograma de salida, e $i(t)$ es el hidrograma de entrada.

Entonces, se define al hidrograma unitario como el hidrograma de un centímetro de escurrimiento directo de una tormenta con una duración especificada.

1.5.4 Hidrograma Unitario Sintético.

Un hidrograma unitario solo es aplicable para la cuenca de donde se obtuvo la información con que se desarrolló y para el punto en la corriente donde se midió dicha información. Un hidrograma unitario sintético se utiliza para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o en cuencas adyacentes de carácter similar. Según Chow, existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

- Aquellos que relacionan las características del hidrograma con las características de la cuenca. (Snyder, 1938; Gray, 1961)
- Aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales (Soil Conservation Service, 1972).
- Aquellos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca (Clark, 1943)

Para poder usar el método del hidrograma unitario siempre es necesario contar con un hidrograma a la salida de la cuenca, además de registros de precipitación. Sin embargo, muchas de las cuencas no cuentan con una estación hidrométrica, por ello, es necesario contar con métodos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios utilizando únicamente los datos de características generales de la cuenca. Estos hidrogramas unitarios se denominan sintéticos.

1.5.5 Método de Chow.

Este método solo es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor de 250 km² y proporciona solo el gasto de pico.

El gasto de pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva hp_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario, q_p :

$$Q_p = q_p hp_e \quad 1.12$$

El gasto de pico del hidrograma unitario, q_p , se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $i = 1mm / d_e$:

$$q_p = \frac{1mm}{d_e} A_c Z \quad 1.13$$

Donde Z es la fracción mencionada, que se denomina factor de reducción de pico. Si A_c se expresa en km^2 y d_e en h, la ecuación se escribe como:

$$q_p = \frac{0.278A_c}{d_e} Z \quad 1.14$$

Donde q_p está en $m^3/s/mm$. Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación del gasto de pico se tiene:

$$Q_p = \frac{0.278hp_e A_c}{d_e} Z \quad 1.15$$

Este método se usa para cuencas no instrumentadas por lo que para valuar hp_e , se puede utilizar el método de los números de escurrimiento.

El tiempo de retraso es el tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma. El tiempo de retraso se calcula, según Chow, como:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad 1.16$$

Donde L es la longitud del cauce principal en m, S la pendiente del mismo en % y t_r el tiempo de retraso en horas.

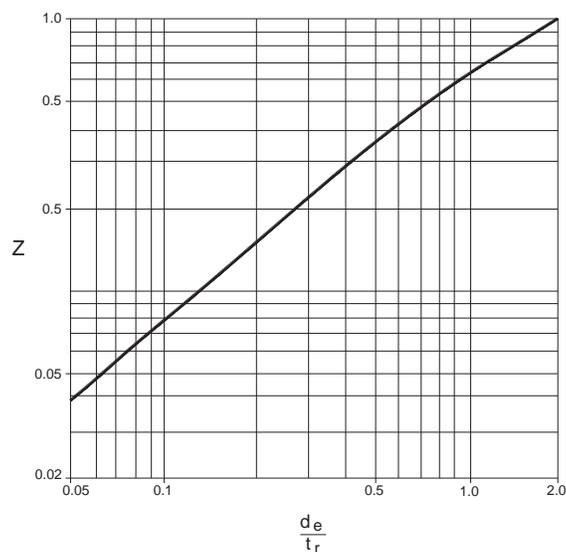


Figura 1.4. Gráfica de Chow (1994)

1.5.6 Hidrograma Unitario Triangular.

Fue desarrollado por Mockus. De la geometría triangular del hidrograma el gasto pico se escribe como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_p} \quad 1.17$$

Donde A es el área de la cuenca en km^2 , t_p es el tiempo de pico en horas y q_p es el gasto de pico en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$.

Mockus concluyó que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p \quad 1.18$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = 1.1t_c \quad 1.19$$

Para cuencas pequeñas, y para cuencas grandes:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad 1.20$$

Donde d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6 t_c \quad 1.21$$

La duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico se puede calcular como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad 1.22$$

Para cuencas grandes, o bien:

$$d_e = t_c \quad 1.23$$

Para las cuencas pequeñas.

Sustituyendo en la ecuación del gasto de pico, se tiene que:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad 1.24$$

Donde:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad 1.25$$

Con estas ecuaciones se calculan las características del hidrograma unitario triangular.

1.5.7 Hidrograma Unitario Adimensional.

Para propósitos prácticos, es suficiente con las características de un hidrograma unitario triangular. Sin embargo, si la extensión de la curva de recesión afecta el diseño, puede usarse un hidrograma curvilíneo.

Un hidrograma unitario adimensional se obtiene a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de cuencas.

Para obtener un hidrograma unitario a partir de este hidrograma para una cuenca en particular, basta con multiplicar las ordenadas por el gasto de pico, $q_p = \frac{0.208A}{t_p}$ y las abscisas por el tiempo de pico, $t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$.

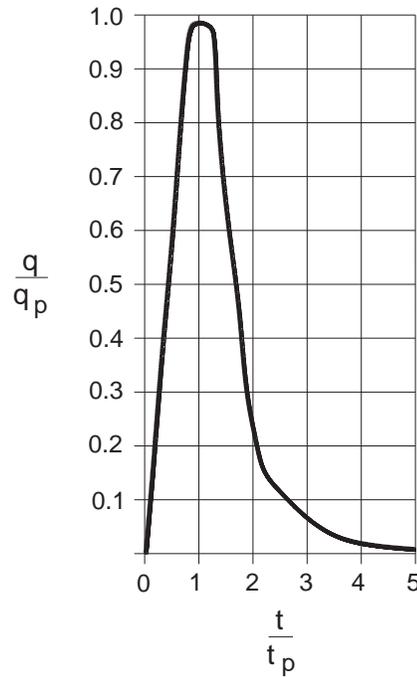


Figura 1.5. Hidrograma Unitario Adimensional

1.6 Análisis Probabilístico de Gastos máximos.

Una variable aleatoria X es una variable descrita por una distribución de probabilidad. Esta distribución determina la posibilidad de que una observación x de la variable caiga en un rango especificado de X .

Un conjunto de observaciones x_1, x_2, \dots, x_n de la variable aleatoria se denomina muestra. Esta muestra es representativa de una población. El conjunto de todas las muestras posibles que se extraen de una población se denomina espacio muestral y un evento es un subconjunto del espacio muestral.

1.6.1 Periodo de Retorno.

En hidrología se trabaja preferentemente con el concepto de periodo de retorno en lugar de probabilidades ya que el concepto resulta más claro, esto debido a que tiene las mismas unidades (tiempo) que la vida útil de las obras y puede compararse con ésta.

El periodo de retorno de un evento extremo puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada.

La ecuación de Weibull nos dice que el periodo de retorno del m –ésimo evento de los n registrados se calcula como:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad 1.26$$

Donde m = número de orden en una lista de mayor a menor de los datos y n = número de datos.

O también puede expresarse como:

$$T = \frac{1}{P} \quad 1.27$$

Donde P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año. Esto es, la probabilidad de ocurrencia de un evento es:

$$P = \frac{1}{T} \quad 1.28$$

Entonces, la probabilidad de no ocurrencia se define como:

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \quad 1.29$$

Donde \bar{P} es la probabilidad de no ocurrencia.

Esto nos lleva a definir otro parámetro importante llamado Riesgo, el cual es un parámetro con el que se pueden determinar las posibles implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de n años.

El Riesgo se define como:

$$R = 1 - \bar{P}^n \quad 1.30$$

Donde:

- \bar{P} Probabilidad de no ocurrencia.
- n Vida útil en años de la obra en cuestión.

1.6.2 Funciones de Probabilidad.

Los procesos hidrológicos evolucionan en el tiempo y en el espacio de forma que es parcialmente predecible y aleatoria. Este tipo de procesos se conocen como estocásticos.

Los sistemas hidrológicos son afectados por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de tales eventos está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia. El objetivo del análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

Una vez que se asigna un periodo de retorno al gasto de diseño de una obra, es necesario conocer dicho gasto, para esto se debe hacer extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

Para realizar esta extrapolación y evitar resultados subjetivos se utilizan las diferentes funciones de distribución de probabilidad como son: Normal, Log Normal con dos parámetros, Log Normal con tres parámetros, Gamma con dos parámetros, Log Pearson tipo III, Distribución de valores extremos tipo I(Gumbel), Distribución General de valores extremos. Se utiliza la función que se ajuste mejor a los datos medidos. Aquí solo analizaremos cuatro funciones:

1.6.2.1 Distribución Normal.

Esta distribución surge del teorema del límite central, el cual establece que si una secuencias de variables aleatorias X_i son independientes y están idénticamente distribuidas con media m y varianza s^2 , entonces la distribución de la suma de n de estas variables aleatorias, $Y = \sum_{i=1}^n X_i$, tiende hacia la distribución normal con media nm y varianza ns^2 a medida que n aumenta.

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad 1.31$$

Donde:

- x Evento a pronosticar.
- μ Parámetro de ubicación.
- σ Parámetro de escala.

Que está normalmente distribuida con media cero y desviación estándar unitaria. Para obtener el valor de x se utiliza una aproximación la cual se expresa como:

$$x = \hat{\mu} + \hat{\sigma}U_T \quad 1.32$$

Donde $\hat{\mu} = \bar{x}$; $\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$ y son los estimadores por momentos.

$$U_T = V - \frac{b_0 + b_1V + b_2V^2}{1 + b_3V + b_4V^2 + b_5V^3} \quad 1.33$$

Donde:

$$b_0 = 2.515517$$

$$b_1 = 0.802853$$

$$b_2 = 0.010328$$

$$b_3 = 1.432788$$

$$b_4 = 0.189269$$

$$b_5 = 0.001308$$

Para $0 < \frac{1}{T} \leq 0.5$ se tiene:

$$V = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{\left(\frac{1}{T}\right)^2} \right\}} \quad 1.34$$

Para $0.5 < \frac{1}{T} \leq 1$ se tiene:

$$V = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{T}\right)^2} \right\}} \quad 1.35$$

Y U_T cambiará de signo ($-U_T$)

1.6.2.2 Distribución Log normal.

En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad 1.36$$

Donde:

- μ_y Parámetro de ubicación.
- σ_y Parámetro de escala.
- x Evento a pronosticar.

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x) ; \hat{\sigma}_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \hat{\mu}_y)^2}{n} \quad 1.37$$

Para esta función de distribución de probabilidad también se usa una aproximación, quedando entonces como:

$$x = \exp[\hat{\mu} + \hat{\sigma}U_T] \quad 1.38$$

Donde U_T es el mismo que se definió para la función de distribución normal.

1.6.2.3 Distribución Gumbel.

Se define como:

$$F(x) = e^{-e^{\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad 1.39$$

Donde:

v Parámetro de ubicación.

α Parámetro de escala.

x Evento a pronosticar.

Para despejar la variable x , se tiene lo siguiente:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad 1.40$$

Donde $F(x)$ es la probabilidad de no excedencia:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad 1.41$$

$$-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right) = e^{\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]} \quad 1.42$$

$$\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right] = -\frac{x+v}{\alpha} \quad 1.43$$

$$x = v - \alpha \left[\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right] \right] \quad 1.44$$

Estimadores de los parámetros por momentos:

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad 1.45$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad 1.46$$

1.6.2.4 Distribución Exponencial.

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad 1.47$$

Donde:

x_0 Parámetro de ubicación.

β Parámetro de escala.

x Evento a pronosticar.

Tenemos que:

$$1 - \frac{1}{T} = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad 1.48$$

$$e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} = \frac{1}{T} \quad 1.49$$

$$-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right) = \ln\left(\frac{1}{T}\right) \quad 1.50$$

$$x = x_0 - \beta \ln\left(\frac{1}{T}\right) \quad 1.51$$

Estimadores de los parámetros por momentos:

$$\hat{\beta} = s; \quad \hat{x}_0 = \bar{x} - s \quad 1.52$$

1.6.3 Análisis de Gastos Máximos

1. Recabar la información de los eventos a estimar.
2. Calcular los estadísticos.
3. La serie se ordena de mayor a menor, se le asigna un periodo de retorno y se calcula la probabilidad de no excedencia $1 - \frac{1}{T}$.

4. A la serie se le ajusta las diferentes funciones de probabilidad y se selecciona aquella que proporciones el mínimo error estándar que se calcula con la ecuación:

$$E. E. = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - x_i)^2}{n - mp} \right]^{1/2} \quad 1.53$$

Donde:

\hat{x}_i Valor estimado por la función de probabilidad para cada periodo de retorno asignado.

x_i Eventos ordenados de mayor a menor de la muestra histórica.

n Longitud del registro.

mp Número de parámetros de las distribuciones.

5. Una vez que se obtiene la distribución de mejor ajuste es posible calcular los eventos para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10,000 años.

Capítulo 2

Aspectos generales
considerados en las presas
y tipos de cortinas.

2 Aspectos generales considerados en las presas y tipos de cortinas.

Una presa es un conjunto de obras civiles como son: cortina, obra de toma, obra de desvío, obra de excedencias; cuyo objetivo es la creación de un vaso o para derivar un río a una cota prefijada con la idea de almacenar o captar los escurrimientos para diversas funciones como son: riego de tierras, generación de energía eléctrica, dotación de agua potable a poblaciones o centros industriales para regular el flujo de una corriente que provoca inundaciones en la cuenca con miras al desarrollo integral de una región.

De lo anterior se puede decir que la presa es el resultado de un estudio general en donde intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, todo con la finalidad de cubrir las necesidades de energía en la región o bien de poblaciones que se deban de proteger o dotar de agua.

En lo que se refiere a la presa propiamente dicha, los estudios generales comprenden la selección del tipo de estructura, la disposición preliminar de las partes integrantes (cortina, obra de toma, vertedor, casa de maquinas, etc..) y una estimación global del costo.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de presas y sus obras auxiliares se debe realizar con base a un criterio predominante en el aspecto económico. Por supuesto las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas.

2.1 Consideraciones generales para la ubicación de la presa.

2.1.1 Topografía.

La topografía dicta la primera elección del tipo de presa, ya que una corriente angosta entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Cuando existen llanuras bajas, onduladas y con la misma propiedad se sugiere una presa de tierra con vertedor separado.

El levantamiento topográfico se realiza con fotografías aéreas apoyadas en los bancos de la red geodésica y otros auxiliares. En ciertos casos se combinan estos trabajos con perfiles obtenidos mediante radar o laser. Sin embargo, lo usual es efectuar la topografía terrestre con poligonales alrededor del vaso propuesto y el levantamiento detallado con plancheta. Las escalas a que conviene dibujar los planos correspondientes dependen principalmente de las dimensiones del embalse. La tabla 2.1 puede servir de guía.

Área del vaso, en km ²	Escala
10	1: 5000
100	1: 10000
1000	1: 25000
5000 o mayor	1: 50000

Tabla 2.1. Valores sugeridos de escala para la elaboración de planos

En terrenos cubiertos por bosques, los levantamientos aéreos normalmente están afectados por errores importantes. El error proviene generalmente de las correcciones que se hacen a los levantamientos aéreos atendiendo a la altura media de la vegetación en la superficie estudiada.

El problema tiene gran importancia y puede ser causa de cambios en el proyecto con un fuerte impacto para las inversiones. Por ello es recomendable obtener la información mediante dos métodos diferentes. No siempre se cuenta con el tiempo y el dinero necesario para hacerlo; en ese caso el ingeniero que proyecta la obra debe conocer el terreno para suplir con criterio las deficiencias de las mediciones al diseñar las partes que pueden ser afectadas por el error estimado.

Los planos topográficos dibujados a escalas adecuadas son necesarios para calcular las curvas de áreas y capacidades del vaso. La topografía debe cubrir un tramo amplio del río, un kilómetro por lo menos aguas abajo del supuesto sitio de la cortina. Además, aunque se tenga idea aproximada de la elevación máxima que puede alcanzar el agua en el vaso, es siempre aconsejable proceder con generosidad al respecto. Conviene reducir los planos del levantamiento a una escala que permita analizar aspectos morfológicos de la cuenca en la proximidad del embalse, siempre ligados a la geología de la región.

Para diseñar las estructuras de una presa es necesario contar con la topografía detallada del sitio, en un tramo que no solo abarque la cortina, obra de toma y vertedor, sino también los caminos de construcción, ataguías, túneles de desvío, etc. La escala del plano respectivo depende de las dimensiones de la obra, pero no debe ser mayor de 1:1000. Se necesitan curvas de nivel a cada metro y debe realizarse con sumo cuidado, pues además de construir la base para el diseño de las citadas estructuras, dicho plano sirve también como referencia para estimar cantidades de excavación al ejecutarse el proyecto. Es fundamental que estos levantamientos se ligen a la triangulación geodésica y se establezca un número suficiente de bancos para trazar los diversos elementos de cada estructura, así como ubicar los pozos y socavones de exploración.

A fin de facilitar las labores y evitar errores, esos monumentos deben tener la designación y sus coordenadas indicadas en una placa. Es usual realizar este trabajo con plancheta, pero en ocasiones es conveniente recurrir a la fotogrametría terrestre.

Simultáneamente a la realización de los levantamientos topográficos debe iniciarse la campaña geológica. Se debe elaborar un mapa de geología estructural de la región y verificar, en el tramo del río escogido para la boquilla, si existen condiciones que no concuerdan con los lineamientos generales, mediante fotografías aéreas, planos topográficos y el reconocimiento terrestre del sitio y del embalse. En esta fase preliminar es necesario identificar las formaciones, localizar fallas, sistemas de fracturamiento, planos de contacto y plegamientos, observar el intemperismo de las rocas y la carsticidad en su caso, en fin, analizar todas aquellas características que interesan al proyectista de la obra hidráulica. El informe respectivo con los planos del levantamiento topográfico conduce a la selección del eje de la cortina y a recomendaciones generales sobre la obra de toma, vertedor de excedencias y obra de desvío.

Con base en la decisión anterior, tanto los geólogos como los ingenieros encargados del proyecto discuten la campaña de exploraciones que debe realizarse para verificar el corte geológico en la boquilla y lugares de las obras complementarias, y los estudios para determinar propiedades mecánicas de las rocas, permeabilidad, fracturamiento, intemperismo, etc.

Conviene desarrollar el programa de trabajos en dos etapas: la primera contiene el mínimo de exploraciones necesarias para conocer los aspectos fundamentales de las formaciones que se encuentran en el sitio; la segunda completa la información y verifica ciertos aspectos dudosos o debatibles descubiertos en la fase anterior.

Por esta razón, mientras la primera etapa es relativamente rígida en su planteamiento, la segunda debe estar sujeta a los resultados que vayan obteniéndose, y solo está acotada como inversión. El objeto de esta subdivisión de los estudios es evitar gastos innecesarios si las primeras exploraciones demuestran que en el lugar existen condiciones desfavorables no previstas en el reconocimiento superficial.

La experiencia ha demostrado que las primeras exploraciones, cuidadosamente analizadas, son las que permiten catalogar los problemas con bastante precisión: sin embargo, debe reconocerse que en ciertos casos al construir la obra, se encuentran circunstancias no previstas por los estudios.

Dentro del estudio topográfico y geológico es conveniente realizar exploraciones geológicas, estas perforaciones se utilizan para realizar determinaciones de permeabilidad, sondeos eléctricos, y en algunos casos, fotografiar grietas o contactos con cámaras especiales. El número, localización, dirección e inclinación, profundidad y diámetro de la perforación, depende del tipo de formación geológica, disposición de las fracturas y del objeto perseguido. No se pueden establecer criterios generales, pues cada caso es diferente. La norma es seguir de cerca los resultados que van obteniéndose y proponer modificaciones al programa con aprobación del ingeniero encargado del proyecto.

Uno de los métodos más usados es el método geofísico el cual consiste en medir la velocidad de propagación de una onda provocada con explosivos, a través de las formaciones de las laderas o el fondo del río. Como esa velocidad es función de las propiedades elásticas y del peso volumétrico de los materiales que atraviesa (rocas ígneas, sedimentarias, rellenos, etc.), es posible tener una idea de la estratigrafía del sitio y de la presencia de fallas. Cuando no hay un contraste marcado en las propiedades mecánicas, la información es confusa y de poco valor. Otro de los procedimientos se basa en las desviaciones de la gravedad en el lugar, tiene limitaciones aún mayores que el anterior y se usa solo en casos muy particulares para la explotación geológica. Ambos son relativamente económicos y permiten hacer determinaciones en grandes áreas.

Complementados con sondeos pueden ser de gran utilidad.

2.1.2 Materiales disponibles.

Los materiales que se pueden encontrar cerca de las presas para su construcción son:

- Suelos para los terraplenes.
- Rocas para terraplenes y para enrocamiento.
- Agregados para el concreto (arena, grava, piedra triturada).

La reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, en especial aquellos que son utilizados en grandes cantidades reducirán considerablemente el costo total de la obra. Será favorable para la construcción de una estructura de concreto la disposición de una buena arena y grava para el concreto, a un costo razonable cuando este dentro de la propiedad que se adquiere para el proyecto. Si se encuentran suelos de buena calidad para una presa de tierra en bancos de préstamo cercanos, la presa puede resultar la más económica.

2.2 Clasificación de los suelos.

La mayoría de los suelos son una acumulación heterogénea de granos minerales no cementados, sin embargo los términos usados por los ingenieros “suelo o tierra” incluyen todos los tipos de materiales inorgánicos y orgánicos, cementados o no que se encuentran en la tierra.

Rara vez existen separados los suelos en la naturaleza como grava, arena, limo, arcilla, o materia orgánica; por lo regular se encuentran como mezclas en diferentes proporciones.

El sistema unificado de clasificación de los suelos se basa en la identificación del tipo y predominio de sus elementos, considera el tamaño de los granos, granulometría, plasticidad y compresibilidad. Realiza su clasificación en tres grandes divisiones:

- Suelos de grano grueso.
- Suelos de grano fino.
- Suelos con proporción elevada de materia orgánica (turposos).

En el campo la identificación se realiza por examen visual de los granos gruesos y para los granos finos se realizan pruebas manuales sencillas; en el laboratorio pueden ser utilizadas las curvas granulométricas y los límites de Atterberg. Para los suelos turbosos (Pt) son identificados por el color, olor, tacto esponjoso y su textura fibrosa y este tipo de suelos no tiene subdivisiones en el sistema de clasificación.

2.2.1 Componentes del suelo.

A continuación se explicarán las características de tamaño, graduación, forma y humedad de los suelos.

- **Tamaño.** Dentro del rango de tamaños del sistema hay dos grandes divisiones, los granos gruesos y los granos finos. Los granos gruesos son los retenidos en la malla número 200 (0.074 mm) y se dividen en:

- **Grava** (símbolo G) de 76.2 mm (3”) al tamaño de la malla número 4 (4.7625 mm) (3/16”).

Grava gruesa: de 76.2 mm (3”) a 19.1 mm (3/4”).

Grava fina: de 19.1 mm (3/4”) a tamaño de malla número 4 (4.7625 mm) (3/16”).

- **Arena** (símbolo A) de la malla número 4 (4.7625 mm) a la malla número 200 (0.074mm).

Arena gruesa. Malla número 4 (4.7625 mm) a la malla número 10 (1.651 mm).

Arena media. Malla número 10 (1.651 mm) a número 40 (0.420 mm).

Arena fina. Malla número 40 (0.420 mm) a número 200 (0.074 mm).

Los granos finos son menores que la malla número 200 (0.074 mm) y son de dos tipos:

- **Limo** (símbolo L) y;
- **Arcilla** (símbolo B).

- **Graduación.** Pueden ser determinados en el laboratorio los diferentes tamaños de granos presentes en un suelo por medio de un cribado para aquellos granos gruesos y por sedimentación para los granos finos. Las graduaciones típicas de los suelos son las siguientes:
 - **Bien graduado** (símbolo b). Es cuando todos los tamaños de las partículas, desde la más pequeña hasta la más grande se presenta en proporciones semejantes.
 - **Mal graduado** (símbolo m).
 - **Uniforme.** La mayor parte de los granos son aproximadamente del mismo tamaño.
 - **Graduación salteada.** Ausencia de uno o más tamaños intermedios.
- **Forma.** La forma de las partículas tienen una influencia importante en las propiedades físicas del suelo y las más comunes son:
 - **Partículas equidimensionales.** Estas partículas pueden ser redondeadas, subredondeadas, angulares y subangulares; por lo regular los componentes de los suelos gruesos son del tipo equidimensional y consisten principalmente en granos minerales de cuarzo y feldespato.
 - **Partículas laminares.** Se encuentran presentes en muchos suelos finos, la mica y algunos minerales presentes en las arcillas tienen esta forma.
 - **Humedad del suelo.** Una masa de suelo está constituida por: granos sólidos, aire y agua. En los suelos constituidos principalmente por partículas finas, la cantidad de agua presente en los poros tiene un gran efecto en sus propiedades y se reconocen 3 estados principales del suelo:
 - **Estado líquido.** El suelo se encuentra en suspensión o tiene la consistencia de un fluido viscoso.
 - **Estado plástico.** El suelo puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, tiene un cambio de volumen y también presenta agrietamiento o desmoronamiento.
 - **Estado sólido.** El suelo se agrieta al deformarlo o exhibe una recuperación elástica.

2.2.1.1 Características de comportamiento de los componentes de un suelo.

La arena y la grava tienen en esencia las mismas propiedades, la diferencia está en el grado en que se presenten cada una de ellas y cuando las gravas o arenas compactadas bien graduadas son materiales estables.

Los suelos gruesos cuando carecen de finos son permeables, fáciles de compactar, la humedad los afecta ligeramente y no se ven sujetos a la acción de las heladas. A pesar de que la forma y la graduación de los granos, tanto el tamaño afectan estas propiedades, para una misma cantidad de finos, las gravas son generalmente más permeables, más estables y menos sensibles al agua o a las heladas arenas.

- **Limos.**

Los limos son los finos no plásticos, son inherentemente inestables en presencia de agua y tienen la tendencia a ponerse en suspensión cuando se saturan. También son medianamente impermeables, difíciles de compactar y son altamente susceptibles a hinchamientos por heladas. Los limos se diferencian entre sí por el tamaño y la forma de los granos, lo que se refleja principalmente en la propiedad de la compresibilidad.

- **Arcillas.**

Las arcillas son los finos plásticos, tienen poca resistencia a la deformación cuando están húmedas pero cuando se secan forman masas cohesivas y duras; las arcillas son virtualmente impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas e imposibles de drenar por medios ordinarios. Son características de algunas arcillas las grandes expansiones y contracciones que sufren de acuerdo con los cambios en su contenido de humedad. El tamaño pequeño, la forma laminar y la composición mineral de las partículas de arcilla, se combinan para producir un material que es a la vez compresible y plástico.

- **Materia orgánica.**

La materia orgánica en la forma de vegetación parcialmente descompuesta es el principal constituyente de los suelos turbosos, en diferentes cantidades de materia vegetal finamente dividida se encuentran sedimentos plásticos y no plásticos y a menudo afectan sus propiedades lo suficiente para influir en su clasificación. Con ello tenemos limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad y arcillas orgánicas de plasticidad media y alta.

2.2.2 Características técnicas de permeabilidad y compresibilidad de los grupos de suelos.

Como no existe algún sustituto satisfactorio de las pruebas para la determinación de las propiedades técnicas importantes de un suelo determinado, se pueden dar valores aproximados para los suelos típicos de cada grupo de la clasificación, esto es obtenido como resultado del análisis estadístico de datos existentes.

Se tienen algunos riesgos al colocar los datos en forma cualitativa:

- a) Los datos de la muestra no sean representativos y,
- b) Usar valores de proyecto sin los factores de seguridad convenientes.

- **Permeabilidad.**

Los huecos existentes en el suelo constituyen poros por donde el agua puede pasar, estos poros son de tamaños variables y tienen trayectorias interconectadas. Al movimiento del agua se le llama filtración, a su medida se le conoce como permeabilidad y el factor que relaciona la permeabilidad a las condiciones unitarias se llama **coeficiente de permeabilidad "k"**; este coeficiente representa la descarga a través del área unitaria con la pendiente hidráulica unitaria. La permeabilidad en algunos suelos es muy sensible a los pequeños cambios de densidad, proporción de agua o granulometría; debido a la gran variación de la permeabilidad solo es considerado como un orden de magnitud la "k".

- **Compresibilidad.**

El fenómeno de la compresibilidad está asociado con los cambios de volumen de los huecos y solo en una pequeña proporción con cambios en las partículas sólidas; si los huecos están llenos de aire la adición de una carga sobre la masa de suelo resultara en compresión inmediata.

Por otra parte, cuando los huecos se encuentren casi o completamente llenos de agua, se producirá una baja compresión después de la aplicación de la carga y solamente cuando se drene el agua del suelo se tendrá la consolidación. Si el agua puede drenar fácilmente la masa del suelo, la consolidación puede tener lugar en un periodo corto; pero si el suelo es muy impermeable y la masa del suelo también es grande, el fenómeno de consolidación podrá requerir de varios años.

2.3 Condiciones geológicas y cimentación.

Las condiciones de la cimentación van a depender de las características geológicas y espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa, de su inclinación, la permeabilidad, fallas y fisuras que se puedan presentar. La cimentación va a limitar la elección del tipo de presa aunque esas limitaciones son modificadas con mucha frecuencia cuando es considerada la altura de la presa; a continuación se mencionan las diferentes cimentaciones utilizadas:

Cimentaciones de roca sólida.- Este tipo de cimentaciones presenta pocas restricciones debido a su alta resistencia a las cargas, resistencia a la erosión y filtración; el factor decisivo será la economía que se pueda obtener en sus materiales o en el costo total.

Cimentaciones de grava.- Es factible para la construcción de presas de tierra, enrocamiento y presas bajas hechas de concreto; solo si la grava esta adecuadamente compactada. Este tipo de cimentaciones de grava son con frecuencia muy permeables es por eso que se deberá de tomar precauciones especiales construyendo lados impermeabilizantes.

Cimentaciones de limo o arena fina.- Estas cimentaciones pueden ser utilizadas para apoyar presas de gravedad de poca altura, no sirve para presas de enrocamiento debido a los problemas de asentamiento, se deberá de evitar las tubificaciones y las pérdidas excesivas por la filtración.

Cimentaciones de arcilla.- También se pueden usar para apoyar las presas, pero requiere un tratamiento especial para esta función ya que se pueden producir grandes asentamientos de la presa si la arcilla no se encuentra con una compactación adecuada y su humedad es elevada. Este tipo de cimentaciones no se recomienda para la construcción de presas de concreto de tipo de gravedad y será necesario realizar pruebas de material en su estado natural para poder determinar las características de consolidación y la capacidad para soportar la carga que deberá sostener.

Cimentaciones irregulares.- En ocasiones se puede encontrar con situaciones donde no sea posible tener cimentaciones que correspondan a alguna de las clasificaciones antes mencionadas y por lo tanto obliga a construir sobre una cimentación irregular, es decir, una cimentación formada de roca y materiales blandos.

2.4 Clasificación de presas

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función mas general que van a desempeñar, como de almacenamiento, derivación o regularización. A continuación se realiza una breve descripción del tipo de presas que existen:

2.4.1 Clasificación en función a su altura.

Categoría	Almacenamiento [millones de m ³]	Altura [m]	Pérdida de vidas	Daños	Avenida de diseño
Grande	Mayor a 60	Mayor a 18	Considerables	Catastróficos	Relación Lluvia-escorrentamiento usando la precipitación máxima probable.
Intermedia	De 1.2 a 60	De 12 a 30	Pequeña	De 5 a 10 veces el costo de la presa.	Relación Lluvia-escorrentamiento basada en la tormenta más severa registrada en el pasado, maximizada por un punto de rocío o periodo de retorno de 1000 años.
Pequeña	Menor a 1.2	Menor a 15	Ninguna	Mismo orden de magnitud que el costo de la presa.	Período de retorno de 50 a 100 años.

Tabla 2.2. Clasificación de la cortina en función de la altura

2.4.2 Clasificación en función a su operación.

2.4.2.1 Presas de almacenamiento.

Son construidas para almacenar el agua en los periodos de precipitación para poder utilizarla en épocas de sequías, estos periodos pueden ser estacionales, anuales o incluso más largos. Este tipo de presas se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objetivo de almacenamiento por ejemplo; abastecimiento de agua, recreación, cría de peces y animales salvajes, generación de energía hidroeléctrica e irrigación.

2.4.2.2 Presas de derivación.

Se construyen para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se va a usar. Se utiliza en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, puede ser utilizado para usos municipales, industriales o una combinación de estos.

2.4.2.3 Presas reguladoras.

Son construidas para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto que las ocasiona, este tipo de presas se dividen en dos tipos:

Temporales.- El agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda la capacidad del cauce aguas abajo.

Permanentes.- El agua es almacenada todo el tiempo que sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación, a este procedimiento se le conoce como dique o distribución, porque su principal objeto es la recarga de acuíferos.

Las presas reguladoras también se construyen para detener los sedimentos y a menudo estas se les llama presas para arrastre.

2.4.2.4 Presas vertedoras.

Son proyectadas para descargar sobre sus coronas, deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Será necesario emplear concreto, mampostería y acero, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas.

2.4.2.5 Presas no vertedoras.

Son aquellas que se proyectan para que no rebase el agua por su corona, este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y de enrocamiento, con frecuencia se combinan estos dos tipos de presas para formar una estructura compuesta.

2.4.3 Clasificación con respecto al tipo de construcción y material que la constituyen.

- **Cortina.**

Es una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, se tiene como objetivo formar un almacenamiento o una derivación y esta estructura deberá satisfacer las condiciones normales de estabilidad y también debe ser relativamente impermeable.

En la figura 2.1 se definen los componentes y ciertas características geométricas de las cortinas: corona, núcleo, respaldos, filtros y protecciones para oleaje y lluvia.

Los elementos que forman la cortina son:

- Corona: Es la parte superior de la estructura, generalmente revestida para prevenir el secado del corazón impermeable y proporcionar una vía para el tránsito de vehículos.
- Altura: Diferencia entre las elevaciones de la corona y el punto más bajo de la cimentación.

- **Bordo libre:** Es la distancia vertical entre el nivel de la corona y el nivel de aguas máximo extraordinarias (NAME); este último se alcanza cuando el vertedor trabaja a su capacidad límite de descarga. El bordo libre debe de proteger a una presa, con cierto margen de seguridad, de los efectos del oleaje generado por el viento o sismos y se debe tomar en cuenta el asentamiento máximo de la corona.
- **Taludes exteriores:** Están relacionados a la clasificación de suelos que se va a usar en la construcción, especialmente suelos impermeables. El talud elegido es estrictamente conservador, y dependen del tipo de cortina y de la naturaleza de los materiales.

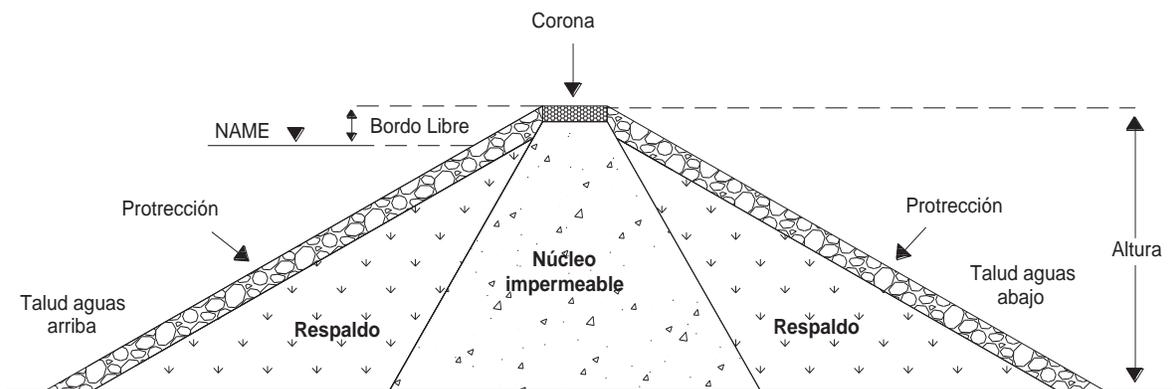


Figura 2.1. Elementos de la cortina de materiales graduados

Para una cortina de materiales graduados se puede además identificar los siguientes elementos:

- **Núcleo impermeable:** Es la pantalla impermeable de la cortina construida con suelo compactado este núcleo puede estar al centro y ser vertical o inclinado, o bien, localizado próximo al paramento de aguas arriba. Dichas alternativas van a depender de los materiales del lugar.
- **Respaldos:** Son las partes de la cortina construidas con materiales permeables (enrocamiento, gravas o arenas), o bien, suelos limosos o arcillosos colocados aguas abajo pero confinados por filtros.

- Filtros: Son elementos de la sección formados con arena limpia, bien graduada, destinados a coleccionar las filtraciones a través del núcleo y protegerlo de una posible erosión interna; puede requerirse un filtro vertical al centro, unido a otro en la base, aguas abajo: cuando el respaldo de aguas arriba debe de construirse con un material de permeabilidad relativamente baja, suelen intercalarse capas filtrantes horizontales.
- Protecciones: Se utilizan para evitar la erosión causada por oleaje por el talud de aguas arriba o por lluvias en el de aguas abajo, los paramentos respectivos se forman con materiales capaces de resistir dicha acción. Aguas arriba es conveniente usar una capa de enrocamiento, pero la carencia de las rocas en el lugar puede obligar el uso de losas de suelo-cemento, concreto o de recubrimientos asfálticos.

2.5 Cortinas.

Para la determinación de la altura de la altura de la cortina se consideran dos partes:

- Cálculo de la altura hidráulica
- Cálculo de la altura estructural

Es conveniente señalar que para la determinación de esta altura es necesario conocer la curva elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas, misma que se realizan con un levantamiento topográfico y medición de las alturas del nivel del río en las secciones donde se considere la ubicación del vaso

2.5.1 Determinación de la Altura Hidráulica de la cortina.

Esta se determina considerando la altura del nivel de aguas mínimo (NAMIN), nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO), nivel de aguas máximo de operación (NAMO) y nivel de aguas máximo extraordinario (NAME), figura 2.2. A continuación se describe como se obtiene cada uno.

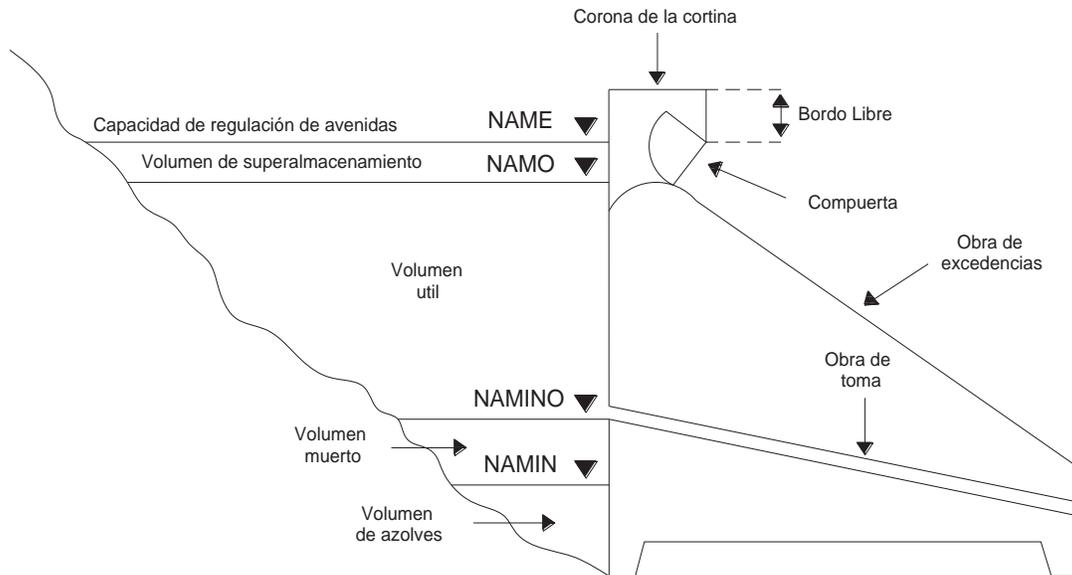


Figura 2.2. Elementos que componen el vaso

2.5.1.1 Cálculo del NAMIN

NAMIN O NAZ. (Nivel de aguas mínimas o nivel de azolves) es la altura que alcanzaran los sedimentos producto de la erosión en la cuenca dentro del vaso.

Al interponer un obstáculo a un río, como es el caso de una presa, se origina un estancamiento, por lo cual el sedimento, transportado se comportará según el siguiente mecanismo: al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por efecto de la ampliación del cauce y crecimiento del tirante, formando en la “cola” del vaso una acumulación del sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del vaso como una corriente de densidad, para posteriormente al detenerse, depositarse en el fondo del mismo. Existen embalses en los que tal corriente no llega a formarse, y se produce en el vaso, o en gran parte del mismo, una turbidez generalizada que evolucionará según la dinámica particular del almacenamiento.

El delta se moverá hacia adentro del embalse según las características de las avenidas y la variación de los niveles del vaso. En los grandes embalses, la formación del delta tiene más importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del río, que por el volumen que ocupa dentro del vaso, pues causa un remanso, que en ocasiones inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Sin embargo, existen casos en los que la

penetración del material grueso dentro del vaso llega a ser tan acentuada, que pone en peligro las instalaciones en la cortina.

Cuando la presa no es muy grande y sus extracciones o derrames son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del vaso y en tal caso el sedimento grueso si constituye la principal causa de la pérdida de capacidad, ya que gran parte del material fino probablemente no será retenido pues continuará hacia aguas abajo.

El material que se deposita en el fondo del embalse, estará sujeto a una compactación al transcurrir el tiempo. Este efecto se verá acentuado al cambiar sensiblemente los niveles en el vaso, haciendo que se produzca un alternado secado y humedecimiento del material sedimentado. Esto induce dos problemas importantes, uno, el cambio del volumen depositado a través del tiempo, que repercute en la cantidad de agua almacenada, y otro, la dificultad de remover sedimento altamente compacto.

Cuando la corriente de densidad no llega a formarse, y solamente se genera turbidez en el embalse, lo cual generalmente ocurre con concentraciones bajas de sedimento, el problema principal no radica en la cantidad depositada, sino en la afectación de la calidad del agua. Dicho problema se vuelve fundamental desde el punto de vista ecológico, pues muchas veces se producen alteraciones de la flora y la fauna del almacenamiento en cuestión. Esto además de alterar la calidad del agua que en ocasiones se emplea como potable para una población.

2.5.1.1.1 Cálculo del aporte de sedimentos.

Para determinar la cantidad de sedimentos que entra al embalse existen diferentes procedimientos:

- **Medición directa dentro del embalse**, generalmente este tipo de mediciones se hace empleando fotografía aérea y levantamientos topográficos cuando el vaso se vacía y batimétricos cuando el sedimento está constantemente sumergido.
- **Aforo del transporte de sedimentos**, este procedimiento consiste en aforar de manera regular, el material sólido que transporta una corriente, durante cada año, o al menos durante la época de avenidas.

- **Criterios de predicción de aporte de sedimentos**, se han desarrollado diversos métodos para determinar, a partir de las características de la cuenca y del régimen de lluvias el posible sedimento. El criterio que hasta el momento parece más prometedor, es la Fórmula Universal de Pérdida de suelos (FUPS), propuesta por Wischmeier y Smith. Este criterio originalmente empleado para determinar el aporte de sedimentos en pequeñas extensiones de terreno, ha sido modificado para emplearse en cuencas.

Para determinar el volumen que ocupará el NAMIN se utilizará la curva elevaciones volúmenes, una vez conocida esta altura se obtendrá de forma directa el valor del volumen.

2.5.1.2 Cálculo del NAMINO

NAMINO. (Nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con que puede operar la presa. Cuando la presa es para irrigación el NAMINO coincide con el nivel al que se encuentra la obra de toma. Cuando el uso de la presa es para generación de energía eléctrica el NAMINO debe fijarse de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones.

El NAMINO es la altura mínima que se requiere para la operación del sistema de aprovechamiento por lo que su cálculo no es tan general como en el caso del NAMIN ya que dependerá de la utilización del volumen del agua en el embalse así se tendrá que ver cuál es el volumen mínimo de agua requerido por nuestro sistema de turbinas en caso de hidroeléctricas, o el nivel de agua mínimo que requiera nuestro cultivo en caso de que nuestro embalse alimente un sistema de riego, o el volumen de agua que requiera una población en el caso de que el sistema sea para el abastecimiento de agua potable, etc.

Para determinar el volumen que ocupará el NAMINO se utilizará la curva elevaciones volúmenes, una vez conocida esta altura se obtendrá de forma directa el valor del volumen.

Al volumen que abarca la altura del NAMIN y NAMINO se le conoce como volumen Muerto.

2.5.1.3 Cálculo del NAMO.

NAMO. (Nivel de aguas máximas ordinarias o de operación) es el máximo nivel con el que puede operar la presa para satisfacer las demandas; cuando el vertedor no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con la cresta del vertedor. En caso de que la descarga sea controlada el NAMO puede estar por encima de la cresta del vertedor e incluso puede cambiar a lo largo del año.

Para poder estimar la altura del NAMO y el volumen útil de operación es necesario contar con dos grupos básicos de datos: planos topográficos y registros hidrológicos. Los planos topográficos se utilizan para obtener la relación que hay entre volúmenes, áreas y elevaciones del vaso; estos datos se resumen mediante las curvas elevaciones- volúmenes y elevaciones-áreas. Los registros hidrológicos sirven para estimar los volúmenes o gastos que llegarán al vaso durante su operación.

Para determinar el volumen útil de una presa se deben tener datos de volúmenes escurridos por el río durante un lapso de tiempo. Este lapso de tiempo debe ser largo, entre mayor sea el lapso la estimación será más confiable. Generalmente un lapso de 20 años proporciona una buena estimación.

La estimación del volumen útil se debe hacer en dos pasos: el primero consiste en hacer una primera estimación usando datos mensuales de aportaciones y demandas ignorando factores como la evaporación y precipitación directa en el vaso; el segundo paso sería simular el funcionamiento del vaso para un periodo largo.

Para hacer la primera estimación se pueden utilizar dos métodos: el primero es llamado de la curva masa o diagrama de Rippl y se usa cuando las demandas son constantes; y el segundo es llamado algoritmo del pico secuente, y se utiliza cuando las demandas son variables.

2.5.1.4 Cálculo del NAME.

NAME. (Nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición.

Para determinar este volumen es necesario realizar el tránsito de avenidas en vasos, el cual es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa cuando se cuenta con un hidrograma de entrada. Para este método se utiliza la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad 2.1$$

Donde:

I Gasto de entrada al vaso.

O Gasto de salida del vaso.

$\frac{dV}{dt}$ Variación del volumen almacenado en el tiempo.

O bien, en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad 2.2$$

El valor de Δt usado es del orden de horas y se recomienda que sea menor o igual a una décima parte del tiempo pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p \quad 2.3$$

La forma de los hidrogramas de entrada y de salida es la mostrada en la figura 2.3.

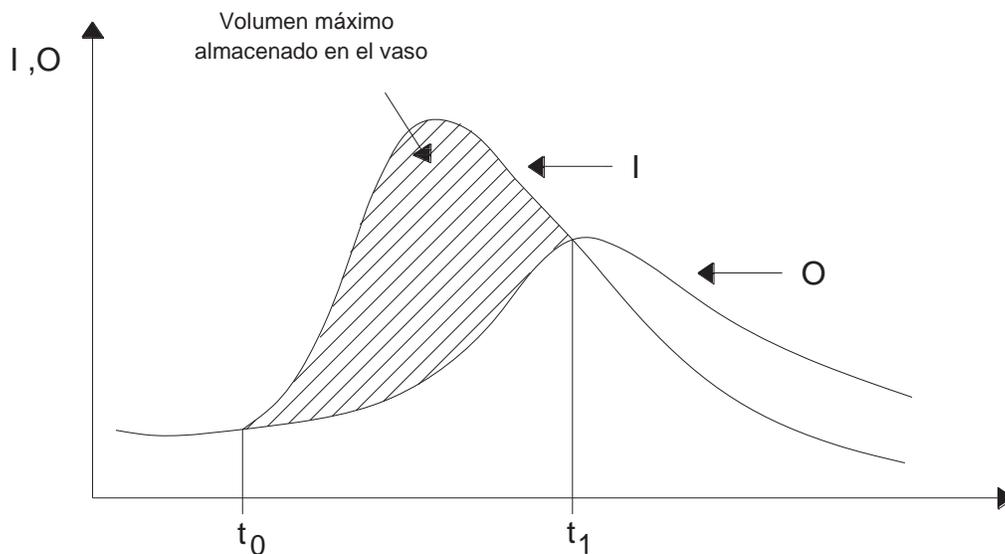


Figura 2.3. Hidrogramas de entrada (I) y de salida (O)

Como se puede ver el área comprendida entre los dos hidrogramas representa el volumen máximo almacenado, es decir, el volumen de superalmacenamiento requerido para la avenida de entrada $I(t)$.

Al realizar el tránsito de avenidas en cualquier instante dado se conocen todas las condiciones (I, O y V) en i (valor inicial del intervalo) y se desean conocer en $i + 1$ (valor final del intervalo). Entonces la ecuación de continuidad tiene dos incógnitas O_{i+1} y V_{i+1} , por lo que se requiere otra ecuación para que el sistema sea determinado. Esta ecuación es la que liga los gastos que salen por el vertedor con la elevación de la superficie libre del agua, y es de la siguiente forma:

$$O_v = CL(E - E_0)^{3/2}, \quad E > E_0 \quad 2.4$$

Donde:

- E Elevación de la superficie libre del vaso, en m.
- E_0 Elevación de la cresta del vertedor, en m.
- L Longitud de la cresta del vertedor, en m.
- C Coeficiente de descarga.
- O_v Gasto por el vertedor de excedencias, en m^3/s .

Esta ecuación solo es válida cuando no se tienen compuertas, si existen compuertas entonces se debe sustituir por una regla de operación de compuertas previamente establecida con la limitante de que el gasto de descarga debe ser menor o igual que O_v .

Por otro lado, si la obra de toma está funcionando simultáneamente al paso de la avenida entonces la salida total de la presa será:

$$O = O_v + O_T \quad 2.5$$

Para realizar el tránsito de avenidas existen dos procedimientos, uno gráfico y uno numérico. A continuación se explicará la metodología.

2.5.1.4.1 Método Semigráfico.

La ecuación de continuidad también se puede expresar de la siguiente forma:

$$I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \quad 2.6$$

Esta forma de expresar la ecuación de continuidad coloca del lado derecho los términos desconocidos. Para realizar el tránsito de avenidas se necesitan tres datos fundamentales:

- El Hidrograma de entrada (I).
- La Ley de Descarga del Vertedor y el Gasto (Q) de la obra de toma, que combinadas nos darán la ecuación del gasto de salida (O).
- La Curva elevaciones-capacidades.

Lo primero que se tiene que hacer es trazar una curva auxiliar que relacione $\frac{2V}{\Delta t} + O$, con O para cada elevación. El procedimiento es el siguiente:

- 1) Fijar un valor de Δt , recordemos que $\Delta t \leq 10\%t_p$
- 2) Fijar un valor de E mayor que E_0 (valor del NAMO).
- 3) Calcular el valor de V con la curva elevaciones-capacidades.
- 4) Calcular el valor de O utilizando la ley de descarga del vertedor y la ecuación de salida total de la presa.
- 5) Calcular $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- 6) Regresar al paso 2 y repetir según sea necesario.
- 7) Traza la curva.

Una vez dibujada la curva, se procede a hacer el tránsito de avenidas, para lo cual el procedimiento es el siguiente:

- a) Se fija un nivel inicial en el vaso E_i , este nivel conviene que sea el NAMO para hacer el tránsito en las condiciones más desfavorables.

- b) Se calculan las salidas O_i y el volumen V_i correspondientes a la elevación E_i .
- c) Se calcula $\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$.
- d) Con los gastos I_i e I_{i+1} , conocidos de la avenida de entrada y el resultado del inciso c), se calcula $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$ usando la ecuación de continuidad:

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} = I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) \quad 2.7$$

- e) Con el resultado del inciso anterior y la curva $\frac{2V}{\Delta t} + O$ contra O se determina O_{i+1} .
- f) Se resta O_{i+1} dos veces de $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$. Con esto se tiene:

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1} \quad 2.8$$

- g) Se pasa al siguiente intervalo (esto es, se hace $i = i + 1$) y se vuelve al paso d) tantas veces como sea necesario para terminar con el hidrograma de entrada.

2.5.2 Altura estructural de la cortina.

La determinación de la altura estructural considerará la altura hidráulica de la cortina más una nueva altura que corresponderá al Bordo Libre.

2.5.2.1 Cálculo del Bordo Libre.

El bordo libre es una magnitud, en metros, que mide el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina. Es una función de:

- Marea de viento.
- Oleaje de viento.
- Pendiente y características del paramento mojado.
- Factor de seguridad.

Ahora analizaremos cada uno de estos factores y la manera en que se determinan.

2.5.2.1.1 Marea de viento.

La marea de viento es la sobreelevación del agua arriba del nivel de aguas tranquilas, debida al arrastre provocado por el viento, en el sentido del mismo.

Se calcula como:

$$S = \frac{v^2 F}{62816D} \quad 2.9$$

Donde:

- S Marea de viento (m).
- v Velocidad del viento (km/h) a 7.5 m sobre el nivel del agua. Se utiliza la ecuación de velocidad del viento geostrófico el cual se explica en el siguiente subcapítulo.
- F Fetch, es el área libre de obstáculos para que se forme el perfil logarítmico de la velocidad del viento.
- D Profundidad media del vaso.

2.5.2.1.1.1 Viento Geostrófico.

El viento geostrófico es una aproximación física al viento real. En él se considera que existe un equilibrio entre la fuerza de Coriolis y la fuerza generada por el gradiente de presión (a esto se le llama aproximación geostrófica o equilibrio geostrófico) mientras que, para simplificar el problema, se eliminan de las ecuaciones la aceleración centrípeta y las fuerzas de rozamiento.

Aunque tal equilibrio rara vez es perfecto, en general, resulta muy aproximado en lo que se refiere a corrientes de gran escala y el viento geostrófico (Vg) puede considerarse como una útil aproximación al viento real V .

La fuerza de Coriolis está dada por la expresión:

$$G = 2v\omega \text{sen}\phi \quad 2.10$$

Donde:

v Velocidad del viento, m/s.

ω Velocidad angular de rotación de la Tierra; $\omega = 7.272 \times 10^{-5}$ rad/s.

ϕ Latitud del lugar.

La aceleración del viento debida al gradiente de presiones es:

$$B = \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} \quad 2.11$$

Llamada fuerza horizontal de la presión cuya dirección va desde las altas presiones hacia las bajas y dp es la diferencia de presión entre 2 puntos y dx es la distancia que los separa cuando ambos puntos cruzan perpendicularmente las isóbaras.

Para equilibrarse ambas fuerzas se tendrá que:

$$G = B \quad 2.12$$

$$2v\omega \text{sen}\phi = \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} \quad 2.13$$

Finalmente, tenemos que:

$$v = \frac{1}{2\rho\omega \text{sen}\phi} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad 2.14$$

La ecuación anterior permite calcular el viento geostrófico.

Corrientemente, la variación de la densidad horizontal del aire es muy pequeña y resulta suficientemente exacta sustituir la densidad por un valor fijo. Si las isóbaras se han trazado a intervalos constantes, (por ejemplo de 4 en 4 mb o hectopascales) también es constante la diferencia de presiones Δp . En esta situación, veremos que la velocidad del viento geostrófico es inversamente proporcional a la separación entre las isobaras Δx .

La relación entre la velocidad del viento y la anchura de los canales isobáricos depende también de la latitud. Como $\text{sen } 90^\circ = 1$ y $\text{sen } 30^\circ = 0.5$, Se ve que para la misma anchura entre isóbaras, el viento sería 2 veces más fuerte en latitud 30° de la que fuera en el Polo. Cuando nos aproximamos al Ecuador, $\text{sen } \phi$ decrece hasta cero y la aproximación al viento geostrofico deja de ser aceptable, cobrando plena validez en latitudes medias.

2.5.2.1.1.2 Variación de la velocidad del viento con la altura.

La variación de la velocidad del viento con la altura, o perfil del viento, en la capa de fricción, se expresa generalmente por una de dos relaciones generales, es decir, por un perfil logarítmico de la velocidad o por un perfil de ley exponencial. Estas relaciones se utilizan generalmente en hidrología para estimar la velocidad del viento en la superficie de la capa límite, es decir, una capa de aire delgada entre la superficie del terreno y la altura del anemómetro, 10m por lo general.

Una de las formas del perfil de velocidades logarítmico más comunes en meteorología es:

$$\frac{\bar{v}}{v^*} = \frac{1}{k} \ln \frac{z}{z_0} \quad z \geq z_0 \quad 2.15$$

Donde:

- \bar{v} Velocidad promedio del viento durante por lo menos algunos minutos.
- z Altura por encima de la superficie del terreno.
- k Constante de Von Kármán, la cual se considera igual a 0.4.
- z_0 Longitud de rugosidad, la cual es una medida de la rugosidad de la superficie y presumiblemente la altura a la cual la velocidad del viento es cero, siendo entonces menor que z .
- v^* Velocidad de fricción, la cual es $(t/r)^{1/2}$, donde t es el esfuerzo cortante, o esfuerzo de Reynolds, y r la densidad del aire.

En meteorología el perfil de ley exponencial se expresa usualmente como:

$$\frac{\bar{v}}{\bar{v}_1} = \left(\frac{z}{z_1} \right)^k \quad 2.16$$

Donde v_1 y z_1 son una velocidad y una altitud de referencia. Se ha encontrado que un valor de $1/7$ para k es aplicable para un rango amplio de condiciones en la capa de 0 a 10 m.

2.5.2.1.2 Oleaje de viento.

Es una función de la altura de la ola y de la altura que dicha ola puede remontar el paramento mojado de la cortina. Para calcularla, usamos la figura 2.4 que se anexa, en la que aparece el diagrama propuesto por Sevilla, con la velocidad del viento y el Fetch efectivo se obtiene $H_o = h_s$, que es la altura de la ola.

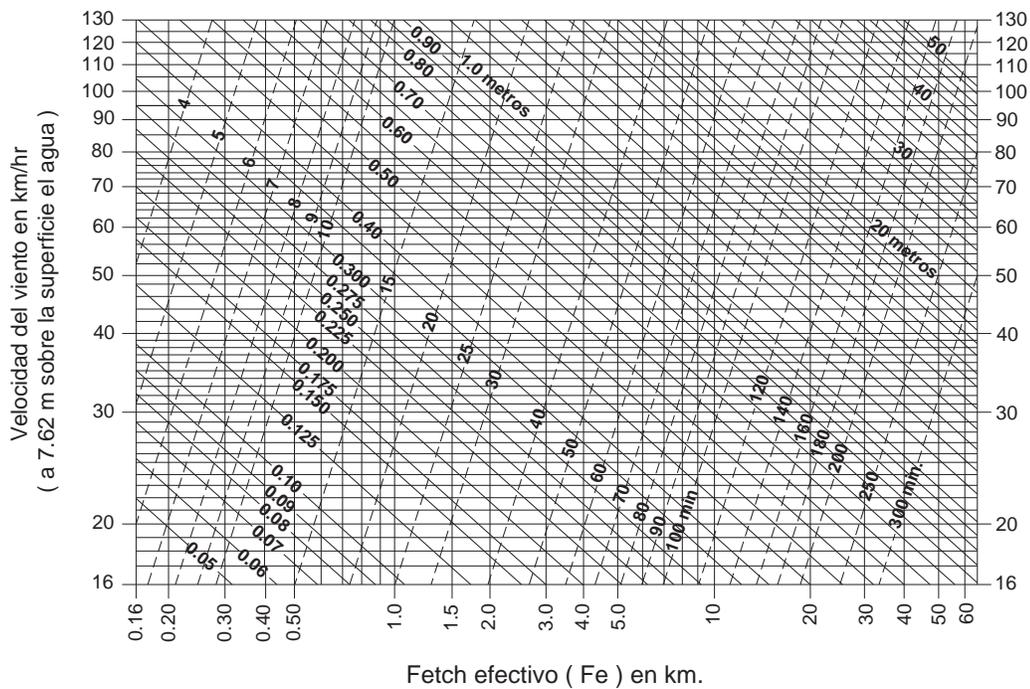


Figura 2.4. Diagrama para determinar la altura de la ola significativa (h_s) y la duración mínima del viento (t_d)

2.5.2.1.3 Pendiente y características del paramento mojado.

Nos interesa la inclinación de la pared aguas arriba de la cortina para ver los efectos que esta provoca en el agua.

Para obtener la longitud entre cresta y cresta de la ola se utiliza la siguiente ecuación:

$$L_0 = 1.57T^2 \quad 2.17$$

Donde:

T Tiempo de oleaje en segundos, y se obtiene de la figura 2.5.

L_0 Longitud entre cresta y cresta en m.

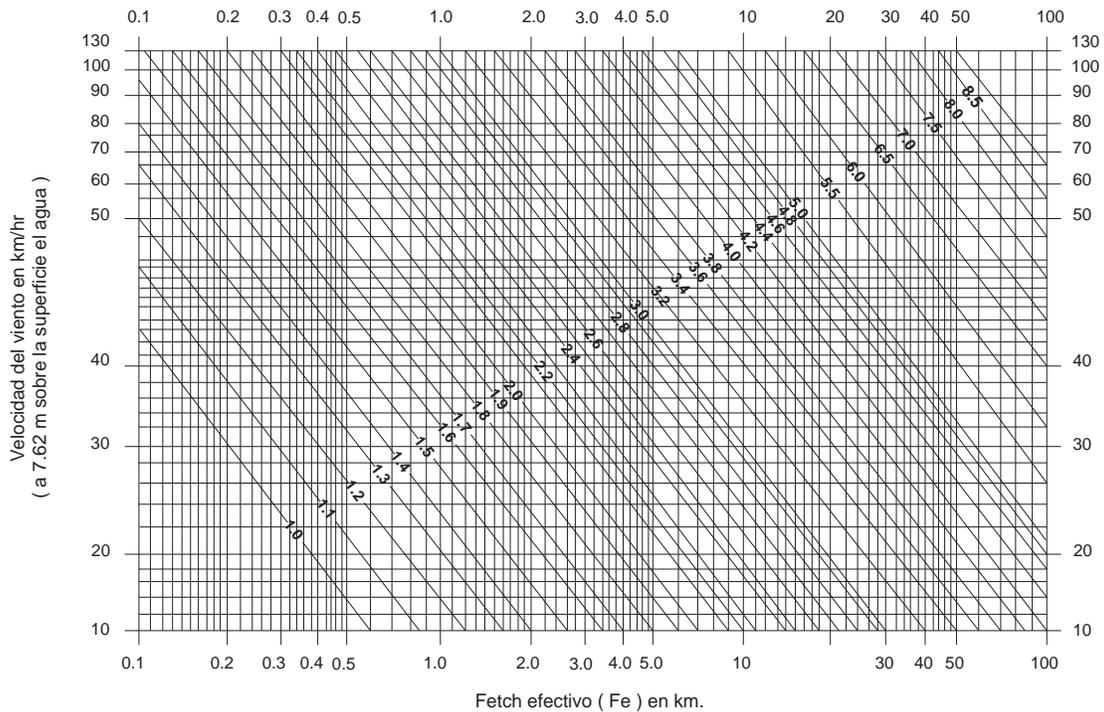


Figura 2.5. Diagrama para determinar el periodo máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del Fetch.

Con el talud aguas arriba calculamos la pendiente del paramento mojado, calculamos también la relación $\frac{H_0}{L_0}$.

De la figura 2.6 se obtiene la relación $\frac{R}{H_0}$, y se despejará R que representa lo que la ola se incrementará al chocar contra la pared.

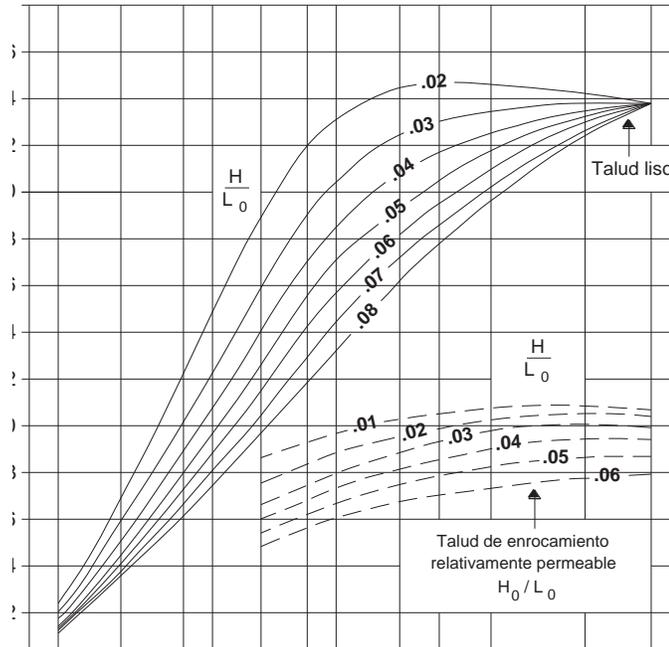


Figura 2.6. Pendiente del talud aguas arriba

2.5.2.1.4 Factor de seguridad.

El factor de seguridad, es una cantidad, en m, que debe estimar el proyectista y que puede variar entre 0.5 y 1m.

Finalmente, tenemos que el Bordo Libre se calcula como:

$$B.L. = S + R + F.S. \quad 2.18$$

Donde:

- S Marea de viento, en m.
- R Incremento de la ola, en m.
- $F.S.$ Factor de seguridad, en m.

2.5.3 Tipos de cortinas.

2.5.3.1 Cortinas rígidas.

Las cortinas rígidas son básicamente construidas en concreto y pueden ser:

- Masivas o actuando por gravedad.
- De contrafuertes o presas de gravedad aligeradas.
- De arco o que transmiten las fuerzas lateralmente al cañón rocoso.

2.5.3.2 Cortinas flexibles

Las cortinas flexibles son rellenos de suelos o rocas. Su sección transversal es un trapecio con tendido de los taludes del terraplén de acuerdo a las condiciones de estabilidad del material que lo conforma.

2.5.3.3 Cortinas tipo gravedad.

Se acostumbra limitar el termino cortina gravedad aquellas cortinas masivas de concreto o mampostería y pueden resistir las fuerzas que sean impuestas, principalmente el peso propio de ellas mismas.

Las cortinas tipo gravedad tienen una sección recta casi triangular, con frecuencia son construidas en planta recta, aun cuando pueden tener desviaciones que permitan aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio.

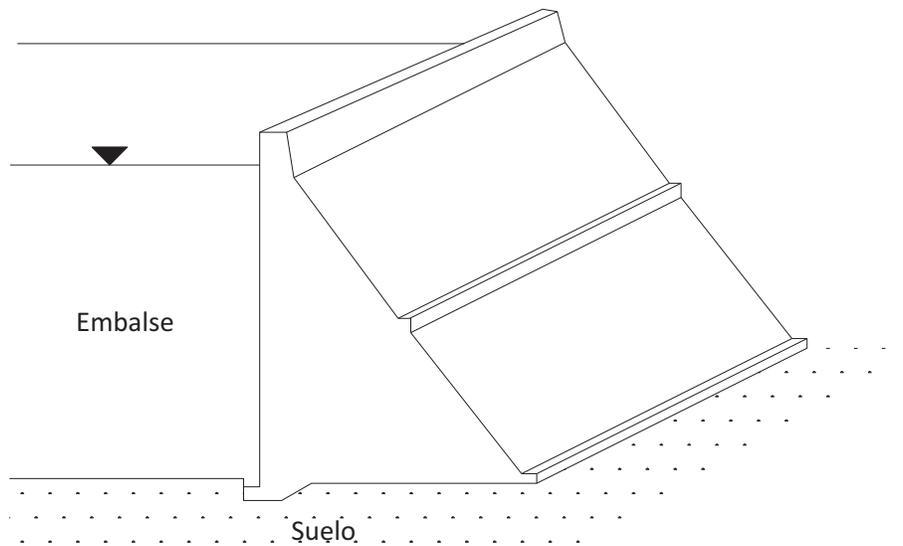


Figura 2.7. Cortina tipo gravedad

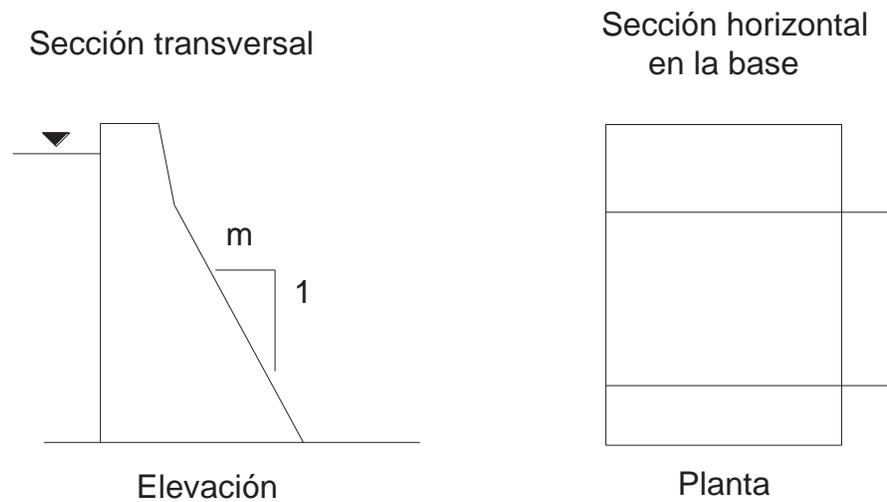


Figura 2.8. Cortina tipo gravedad en elevación y planta

2.5.3.4 Cortinas en arco.

Este término se utiliza para designar una estructura curva masiva de concreto o mampostería, tiene convexidad hacia aguas arriba lo cual permite adquirir una mayor estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción de arco a las superficies de cimentación.

Este tipo de cortinas se adoptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco o la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

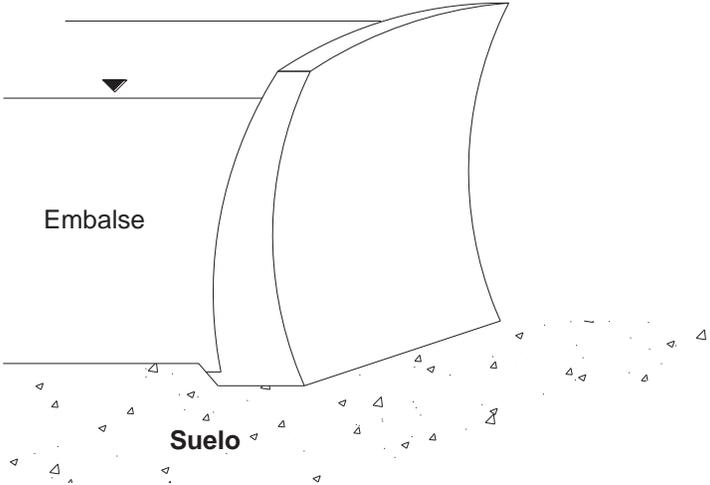


Figura 2.9. Cortina en arco.

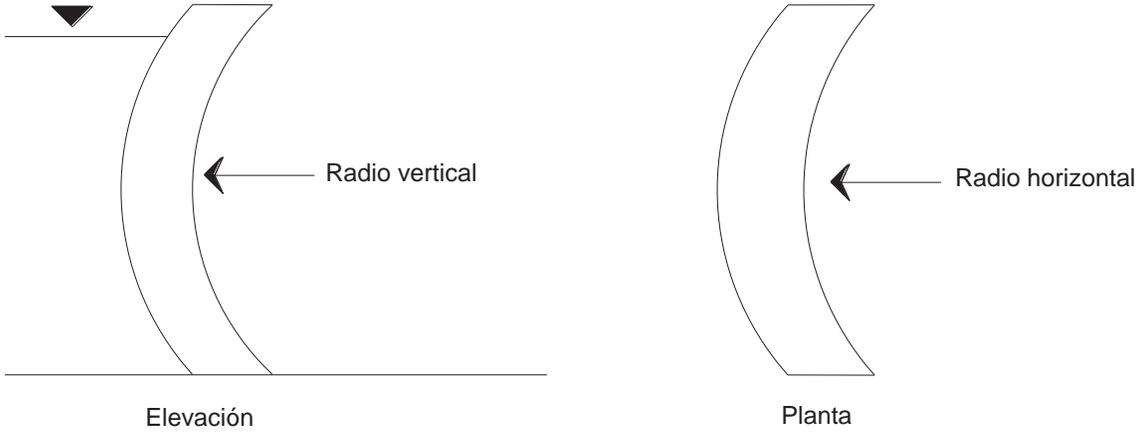


Figura 2.10. Cortina tipo arco en elevación y planta.

2.5.3.5 Cortinas de manchones o contrafuertes.

Estas cortinas comprenden dos elementos estructurales principales; una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.

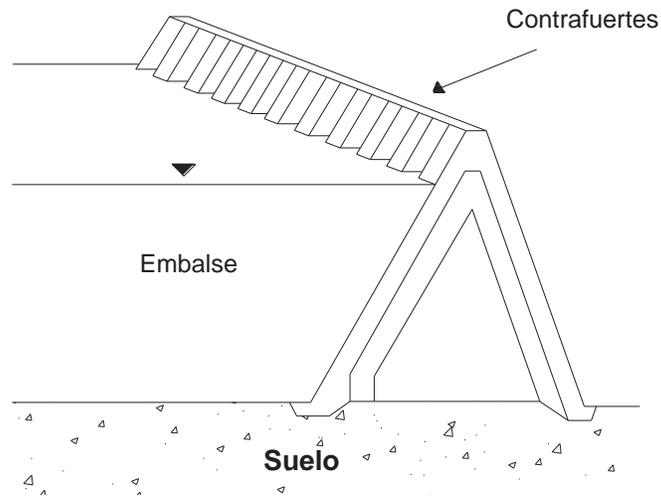


Figura 2.11. Cortina tipo contrafuertes.

2.5.3.6 Cortinas de tierra y enrocamiento.

Este tipo de cortinas se forman por grava, arena, roca suelta, limo o arcilla en varias combinaciones de colocación; con el objetivo de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptable establecidos.

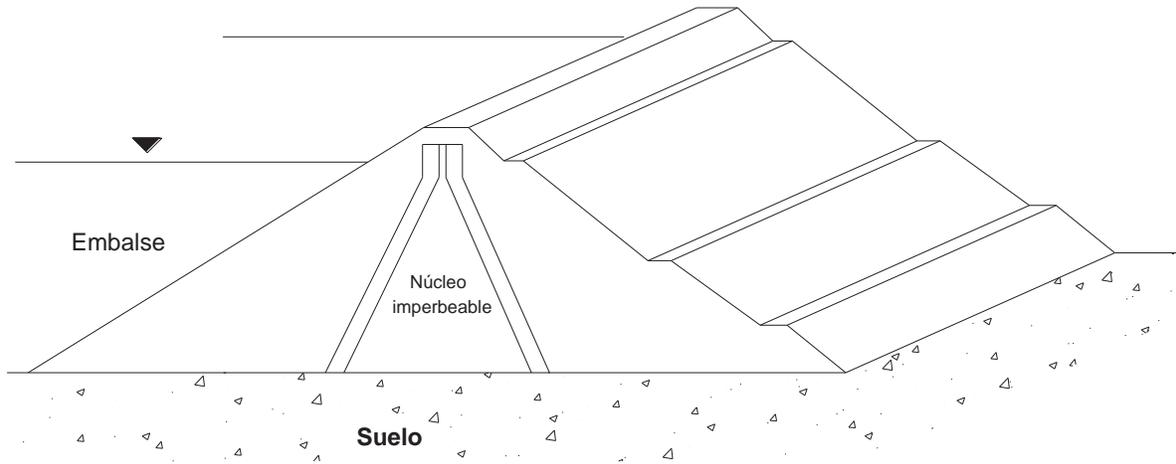


Figura 2.12. Cortina de tierra y enrocamiento.

2.5.3.7 Cortinas homogéneas de tierra.

El cuerpo de la cortina está formado por tierra común, ambos taludes están protegidos por una capa de enrocamiento; la tierra es colocada en capas delgadas y se le dan mecánicamente la compactación.

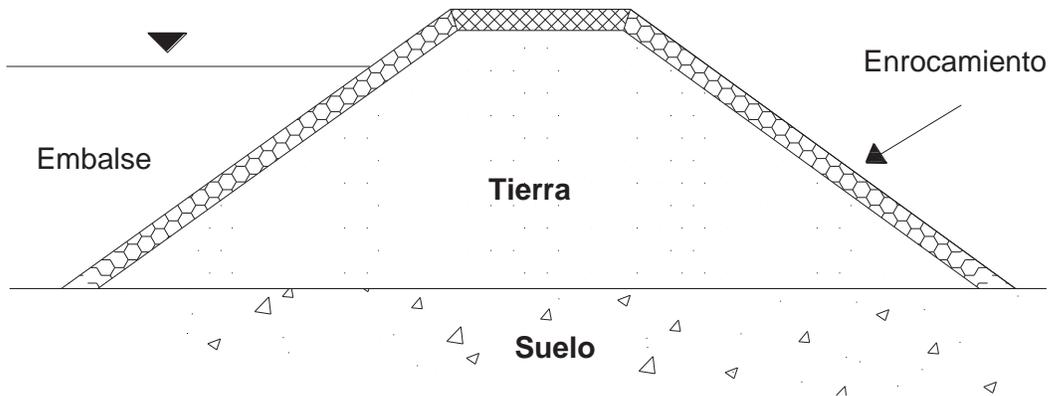


Figura 2.13. Cortina homogénea de tierra.

2.5.3.8 Cortinas homogéneas de enrocamiento.

Son aquellas cortinas en donde se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable, la membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero o cualquier otro dispositivo semejante.

Requieren de cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes suficientes para romper la membrana impermeable y las únicas cimentaciones adecuadas por lo general son la roca, arena compactada y la grava.

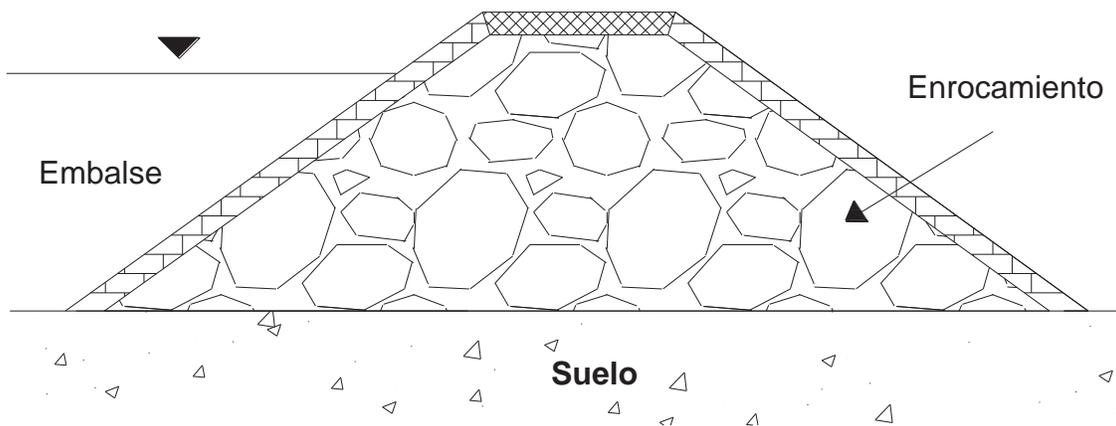


Figura 2.14. Cortina homogénea de enrocamiento.

Capítulo 3
Tipos de obras de
excedencias

3 Estructuras que componen las Obras de Excedencias.

La función de una obra de excedencia en presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no requiere ser almacenada, y en las presas derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación.

El vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y estar localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la presa. Las superficies que forman el canal de descargas del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde el espejo de agua del vaso a la zona de descarga, que generalmente es un río.

La frecuencia del uso del vertedor la determinan las características de escurrimiento de la cuenca y la naturaleza del aprovechamiento. En condiciones normales, el escurrimiento se almacena en el vaso, se derivan por la obra de toma y no es necesario que funcione el vertedor.

Estudios de variación de niveles. La acumulación del agua almacenada en un vaso depende de la diferencia entre los gastos de las aportaciones y los de las descargas. Para un intervalo de tiempo Δt , esta relación se puede expresar por la ecuación:

$$\Delta S = Q_i \Delta t - Q_0 \Delta t \quad 3.1$$

Donde:

ΔS Volúmenes acumulados durante Δt .

Q_i Gasto medio de las aportaciones durante Δt .

Q_0 Gasto medio de la descarga durante Δt .

La curva de los gastos de las aportaciones con relación al tiempo está representada por el hidrograma de la avenida de diseño; el gasto de la descarga está representado por la curva de la descarga del vertedor en función de la elevación del nivel de la superficie del vaso; y los almacenamiento los muestra la curva de los almacenamientos en función de la elevación del nivel de la superficie del vaso.

La cantidad de agua que un vertedor puede descargar depende del tipo del sistema de control. En un vertedor sencillo el gasto variará con la carga sobre la cresta y la sobrecarga aumentará con un aumento de la descarga del vertedor. En los vertedores de compuertas, sin embargo, la descarga puede variar con respecto a la carga hidráulica del vaso por la operación de las compuertas.

El tamaño, tipo y método de operación del vertedor y las obras de toma con referencia a los almacenamientos o a las aportaciones deben determinarse con anticipación para poder establecer una relación con la descarga.

Si se puede establecer ecuaciones para la curva de la avenida de diseño, la curva de descarga del vertedor (según se puede modificar por medio de la operación) y la curva de almacenamiento del vaso, se puede obtener una solución en el estudio de la variación de niveles por medio de integración matemática.

3.1 Estructuras que componen las Obras de Excedencias.

- **Canal de acceso.**

Se utiliza cuando el vertedor está alejado de la cortina por razones topográficas. Los canales de llegada o acceso sirven para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y directamente cae al río, como en el caso de un vertedor colocado sobre una presa de concreto no son necesarios ni los canales de llegada ni los de descarga. Sin embargo, en el caso de vertedores colocados en las laderas en que se apoya la presa o en puertos o cuchillas, pueden ser necesarios canales que lleven el agua al control del vertedor y para alejar el agua de su estructura Terminal (canal de descarga).

Las velocidades de entrada deberán limitarse y las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales, con objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal (lo que tiene el efecto de reducir la descarga del vertedor) y para uniformar el gasto sobre la cresta del vertedor. La mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura del vertedor, y hasta puede ser la causa de erosiones en el cauce.

- **Estructura de control.**

Puede ser libre (sin compuertas) o controlada (con compuertas). Uno de los componentes principales de un vertedor es la estructura de control, porque regula y gobierna las descargas del vaso. Este control limita o evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados, y también regula las descargas cuando el vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. En planta, los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U o redondos.

- **Conducto de descarga.**

Puede ser un canal o un túnel. El diseño del túnel debe garantizar que trabaje al 75% de su capacidad para evitar ahogamiento. Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen al cauce, aguas abajo de la presa, por un canal de descarga o cauce.

Las excepciones se presentan cuando se hace libremente la descarga de la cresta de una presa del tipo de arco, o cuando se envía directamente por la falda para que forme una cascada en la misma. La estructura de conducción puede ser el paramento de aguas abajo de una presa de concreto, un canal abierto excavado a lo largo de la superficie del terreno, un canal cubierto colocado a través o debajo de la presa, o un túnel excavado en una de las laderas. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección transversal puede variar de rectangular a trapezoidal, circular, o ser de cualquier otra forma; y el canal de descarga puede ser ancho o angosto, largo o corto.

Las dimensiones del canal de descarga dependen principalmente de los requisitos hidráulicos, pero la selección del perfil, de la forma de las secciones transversales, anchos, longitud, etc., dependen de las características geológicas y topográficas de la boquilla. Los canales abiertos excavados en las laderas generalmente siguen el perfil de la superficie del terreno; cuando las laderas forman un cañón puede ser conveniente un túnel. En planta, los canales abiertos pueden ser rectos o curvos, con los costados paralelos, convergentes, divergentes o una combinación de estas formas. Un conducto cerrado puede consistir en un tiro vertical o inclinado descargando en túnel casi horizontal atravesando una ladera o en un conducto constituido por un canal cubierto debajo o a través de la presa.

- **Estructura terminal.**

Su función es disipar la energía para evitar erosión en el cauce. Generalmente deben disponerse medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas en el talón de la presa y que no produzcan daños en las estructuras adyacentes.

Se puede utilizar trampolines, prolongaciones voladas, difusores para lanzar chorros a alguna distancia aguas abajo del extremo de la estructura. Con frecuencia, se puede disminuir la erosión en el cauce en el punto de contacto del chorro, dando a éste la forma de lámina o abanico usando un deflector abocinado.

Cuando se quieren evitar erosiones intensas en el cauce, se debe disipar la gran energía de la corriente antes de descargarla al cauce del río. Lo que se puede efectuar usando un dispositivo para disminuir la energía, como estanques para la formación del salto, un trampolín sumergido, un lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores y muros, o algún amortiguador o disipador de energía.

- **Canal de salida.**

Se utiliza cuando se tienen tanques amortiguadores y cubetas disipadoras. Los canales de descarga o salida, conducen el agua que pasa por la estructura Terminal al cauce del río debajo de la presa. En algunos casos solamente se construye un canal piloto, haciendo la suposición de que por arrastre se ampliará la sección durante los mayores gastos. Donde el canal se hace en material que no se erosiona, debe excavarse hasta que tenga la sección adecuada para que pase el gasto previsto sin que constituya una estrangulación que afecte el tirante en la estructura amortiguadora.

Las dimensiones del canal de descarga y la necesidad de protegerlo con revestimientos o enrocamientos, depende de la posibilidad de erosionarse. Aunque se construyan estructuras amortiguadoras, puede ser imposible reducir las velocidades resultantes por debajo de la velocidad natural en la corriente original y, por lo tanto, no se podrá evitar que se produzca algo de erosión en el cauce.

3.2 Tipos de Obras de Excedencias.

Se dividen en tres tipos:

1) Estructura particular de la misma:

- Vertedores de caída libre
- Vertedores de Cimacio
- Vertedores de Abanico
- Vertedores de Medio Abanico
- Vertedores de canal lateral
- Vertedores en embudo
- Sifones vertedores
- Vertedores de conducto y de túnel
- Vertedores en rápida

2) De acuerdo al control:

- Libre
- Controlada

3) De acuerdo a la descarga:

- Canal
- Túnel

3.2.1 Vertedores de caída libre.

Los vertedores de descarga libre o de caída recta son aquellos en los que el agua cae libremente de la cresta. Este tipo es el conveniente para las presas formadas por arcos delgados, para las presas vertedoras o cuando la cresta del vertedor tiene su parámetro del lado de aguas abajo vertical o casi vertical. La descarga puede ser libre, como en el caso de un vertedor de pared delgada, o correr a lo largo de una sección angosta de la cresta. Ocasionalmente, la cresta se prolonga en la forma de boquilla volada para alejar el agua del parámetro de la sección vertedora. En los Vertedores de caída libre el lado inferior de la lámina se ventila suficientemente para evitar pulsaciones en ella.

Si los tirantes del agua de descarga son suficientes, se formará un salto hidráulico cuando la lámina libre cae sobre un zampeado plano. Se ha demostrado que la ecuación de Momentum para el salto hidráulico se puede aplicar a las condiciones hidráulicas, en la base de la caída, para determinar los elementos del salto hidráulico.

Las vibraciones producidas por el impacto pueden agrietar la estructura, con el peligro de que falle por tubificaciones o socavaciones. Ordinariamente, no debe considerarse el uso de esta estructura en caídas hidráulicas del nivel superior del vaso al agua de descarga mayores de 6 metros.

Para este tipo de vertedores debemos calcular la socavación que se produce por la caída del agua y recubrirla con concreto. Si esta socavación no se calcula entonces aumenta hacia aguas arriba y puede llegar a la cimentación; aguas abajo produce asentamientos irregulares. El gasto de diseño es el correspondiente al NAME.

Para calcular esta socavación utilizamos la ecuación de Veronese:

$$d_s = 1.9H_T^{0.225} q^{0.54} \quad 3.2$$

Donde:

d_s Socavación producida por la caída del agua.

H_T Desnivel entre los espejos de agua.

q Gasto de diseño correspondiente al NAME.

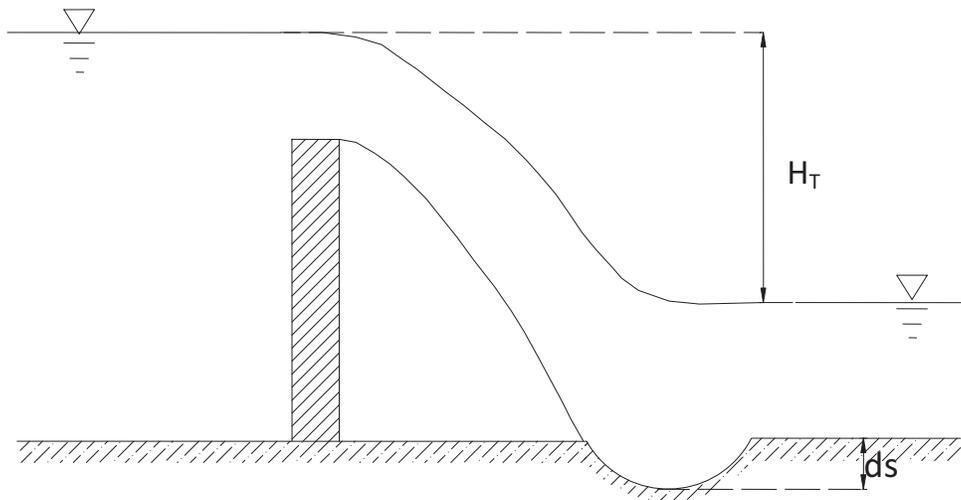


Figura 3.1. Vertedores de caída libre

3.2.2 Vertedores de canal lateral.

Los vertedores en canales laterales son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado, y, aproximadamente, paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor. El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al vertedor, gira, aproximadamente, un ángulo recto, y luego continúa hasta caer dentro del canal de descarga principal. El proyecto del canal lateral está supeditado solamente a las condiciones hidráulicas que imperan en el tramo de aguas arriba del canal de descarga y es, más o menos, independiente de los detalles elegidos para los otros componentes del vertedor. Las descargas de los canales laterales pueden conducirse directamente a un canal de descarga abierto, a un conducto cerrado o a un túnel inclinado. El agua puede entrar al canal lateral en uno solo de los lados del conducto en el caso de que esté localizado en una ladera empinada, o por ambos lados y por el extremo si está ubicado en la cumbre de una loma o en una ladera suave.

Aunque el canal lateral no es hidráulicamente eficiente ni barato, tiene ventajas que lo pueden hacer adaptable a ciertos sistemas de vertedores de demasías. Cuando se desea una cresta vertedora larga con objeto de limitar la carga hidráulica de la sobrecarga, y las laderas son empinadas y acantiladas, o donde el control debe conectarse a un canal de descarga angosto o túnel, el vertedor lateral es, con frecuencia, la mejor elección.

Los vertedores de canal lateral son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado, y, aproximadamente paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor. Las características de descarga son semejantes a las de los vertedores ordinarios, y dependen del perfil elegido para la cresta.

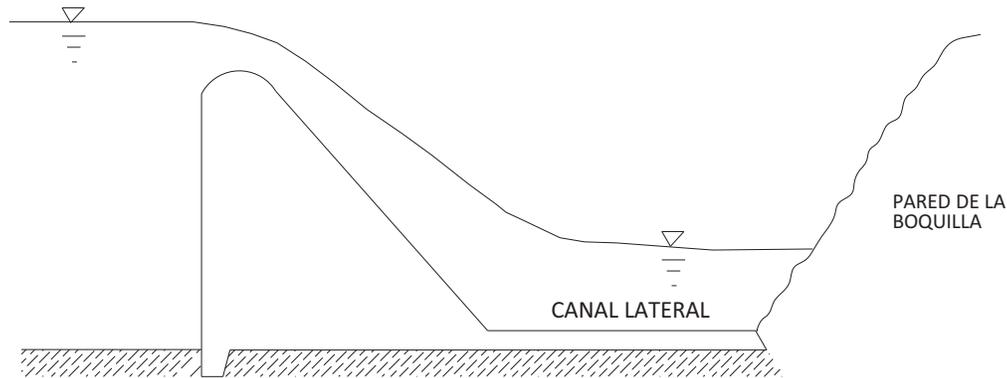


Figura 3.2. Vertedor en canal

3.2.3 Vertedores en embudo.

Un vertedor en embudo es aquel en el que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y luego corre al cauce del río de aguas abajo por un entubamiento horizontal. La estructura está formada por tres elementos: un vertedor de control, una transición vertical, y un canal de descarga cerrado.

Las características de descarga de los vertedores pueden cambiar al variar la carga hidráulica. El control también variará de acuerdo con las capacidades relativas de descarga del vertedor, de la transición y del conducto o túnel.

La estructura de control está formada por un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular; el agua pasa a través de la cresta y cae en una lumbrera vertical o inclinada conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal.

Este vertedor consta principalmente de cinco elementos: una cresta ancha vertedora, transición, lumbrera vertical o inclinada, codo y túnel de descarga.

El control de este tipo de vertedores cambia al irse incrementando la carga. Este vertedor muestra ventaja en su uso en presas alojadas en cañones estrechos donde las laderas se elevan rápidamente, donde casi siempre hay disponible un conducto o túnel de desvío para el tramo final del vertedor.

3.2.4 Sifón vertedor.

Un sifón vertedor es un sistema de conductos cerrados con la forma de una U invertida. El extremo de la U que se coloca del lado del vaso de la presa y que es la entrada del sifón, casi siempre se encuentra sumergido, ya que el nivel normal de almacenamiento del vaso coincide con la cresta de la plantilla del conducto, mientras que el otro extremo, que es la salida, puede estar o no ahogado. El conducto no es de sección constante sino que, tanto a la entrada como a la salida, por lo general, tiene forma abocinada.

Hay que situar la entrada abajo del nivel de agua en el vaso para evitar la intromisión de basura y escombros y la formación de vórtices que por la inclusión de aire rompan la acción sifónica.

A causa de las presiones negativas con que trabaja el sifón, el conducto tiene que ser lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas de colapso.

Las juntas deben ser estancas y deben tomarse providencias para evitar el agrietamiento del tubo a causa de movimientos y asentamientos de la cimentación. Para evitar presiones absolutas cercanas a las de vaporización, hay que limitar la carga de negativa a un máximo de 6m.

3.2.5 Vertedores de abanico.

Un vertedor en abanico viene a ser una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de una geometría tal que propicia un salto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en aquel. El nombre de vertedor en abanico le viene de que el cimacio y el tanque antes mencionado, así como las partes restantes de la estructura, tienen una forma similar al abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

Antes del cimacio se tiene un canal de acceso que obliga a que el escurrimiento sea normal al eje de la cresta vertedora y por esto convergente. Este tipo de vertedores se emplea cuando se requiere una longitud de cresta considerable y además la topografía permite adaptar la estructura, su diseño tiene por finalidad reducir el costo de la estructura si se toma en cuenta su longitud de cresta.

3.2.6 Vertedores de medio abanico.

Pueden considerarse como una variante de los vertedores de canal lateral y de los de abanico. En general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral, por lo que se recomienda hacer un estudio comparativo para su empleo; en cuanto a su funcionamiento hidráulico se pueden seguir las reglas de diseño de los vertedores de abanico.

Siempre que las condiciones topográficas lo permitan pueden reemplazar a los vertedores de canal lateral. Para describirlos solo basta decir que si, un vertedor de abanico se parte en dos por la línea de corriente media se obtienen dos vertedores en medio abanico. Este tipo de vertedores ha sido empleado en pocas ocasiones pero las experiencias en modelos indican que su funcionamiento es bueno.

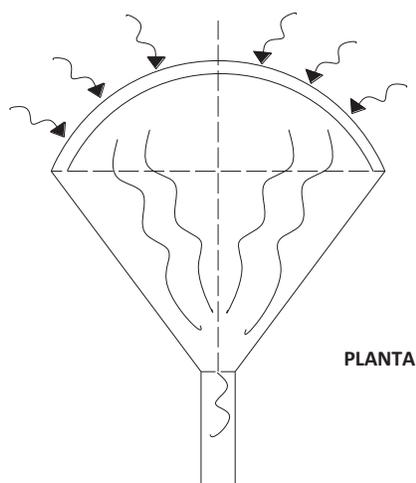


Figura 3.3. Vertedor en abanico

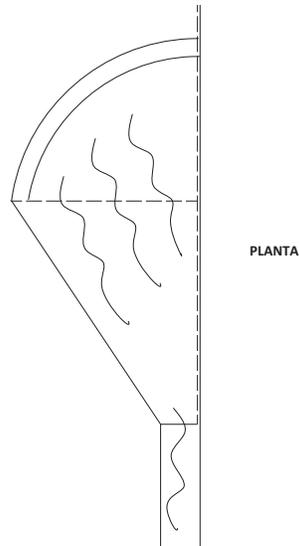


Figura 3.4. Esquema del vertedor de medio abanico

3.2.7 Vertedores de Cimacio.

La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil, evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina. Para las descargas efectuadas con la carga de proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza casi su eficiencia máxima de descarga.

El perfil, en la parte que sigue de la curva superior del cimacio se continúa en tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua sobre la superficie de derrame.

La curva superior del cimacio se diseña para que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua con ventilación cayendo de un vertedor de cresta delgada. La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil, evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina. Para las descargas efectuadas con la carga de proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza casi su eficiencia máxima de descarga. El perfil, en la parte que sigue de la curva superior del cimacio se continúa en tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua sobre la superficie de derrame.

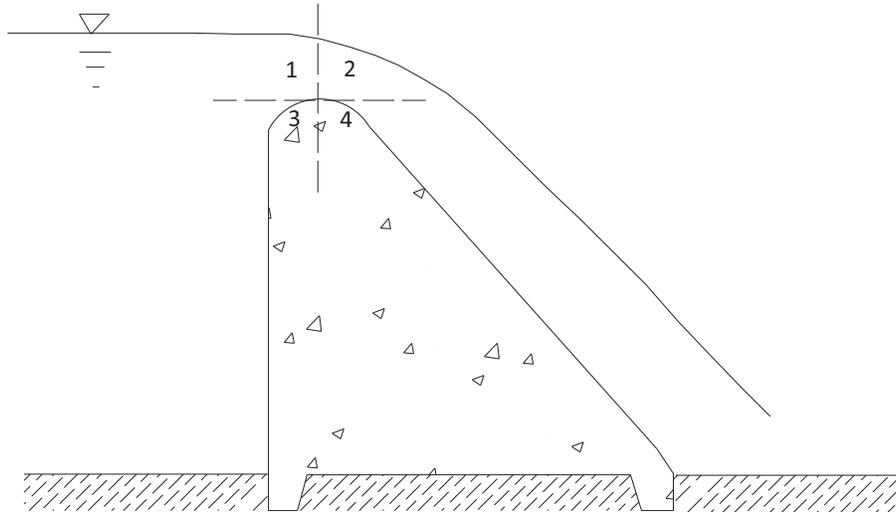


Figura 3.5. Esquema de vertedores en cimacio

3.2.8 Vertedores de conducto y de Túnel.

Son aquellos en los que se usa canal cerrado para conducir la descarga alrededor o debajo de la presa, con frecuencia el vertedor de demasías se llama de conducto o de túnel, según corresponda. El canal cerrado puede tomar la forma de un tiro vertical o inclinado, de túnel horizontal a través de tierra o roca, o de un conducto construido como corte abierto y cubierto de tierra. Se puede usar la mayor parte de las formas de estructuras de control, incluyendo crestas vertedoras, orificios de entrada verticales o inclinados, pozos verticales y vertedores laterales en los vertedores de demasías de conducto y de túnel.

Los vertedores de demasías de túneles y de conductos se proyectan para funcionar parcialmente llenos en toda su longitud. Para garantizar la circulación libre en el túnel, la relación del área hidráulica al área total del túnel se limita, con frecuencia, a, aproximadamente, el 75%.

Los vertedores de demasías de túnel pueden tener ventajas en los emplazamientos de los cañones angostos, con laderas escarpadas, o en lugares en los que existen peligros para los canales abiertos por aludes o derrumbes de roca.

3.2.9 Vertedores en Rápida.

Se designa con este nombre a aquellas estructuras que están constituidas de un cimacio recto normal a un canal que le sigue y colocados en la parte superior de un embalse. Se ponen con frecuencia por encima de algunos de los empotramientos de la cortina.

Para reducir las excavaciones, el tramo inicial del canal se escoge con poca pendiente hasta casi interceptar el perfil del terreno. A partir de ese punto el perfil se escoge aproximadamente como el perfil del terreno natural. Debe tenerse la precaución de revidar la posibilidad de ocurrencia de problemas de cavitación en el canal.

Cuando, por razones topográficas, el eje del canal o el de conducción deban curvarse, esta curva se dará de preferencia al canal de entrada. Para un buen funcionamiento hidráulico, deben evitarse cambios bruscos de la plantilla en el sentido vertical y en el ancho del canal. Si se requiere un cambio en su ancho, este debe ser gradual.

3.3 Diseño del vertedor tipo Cimacio

3.3.1 Vertedor cimacio sin compuerta

Para diseñar un cimacio debemos tomar en cuenta los efectos de los siguientes factores:

1. Velocidad de llegada.
2. Inclinación del talud.
3. Relación altura del paramento entre la carga de diseño $\frac{P}{H_d}$.

Existen cuatro casos que dependen de los factores anteriores. Ahora analizaremos cada uno de estos casos.

- **Caso 1:**
 - Velocidad de llegada despreciable.
 - Talud vertical.
 - Relación $\frac{P}{H_d} \geq 1$.

Se emplearan las siguientes ecuaciones para diseñar el perfil del cimacio:

Cuadrante aguas arriba: (a partir del punto más alto).

$$y = 0.724 \frac{(x + 0.27H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0.126H_d - 0.4315H_d^{0.375} (x + 0.270H_d)^{0.625} \quad 3.3$$

Cuadrante aguas abajo: (desde el punto más alto hasta el punto de tangencia)

$$x^{1.85} = 2H_d^{0.85}y \quad 3.4$$

El punto de tangencia se obtiene derivando la ecuación de diseño del cuadrante aguas abajo e igualando con la pendiente de la rápida o de forma gráfica utilizando la figura 3.6.

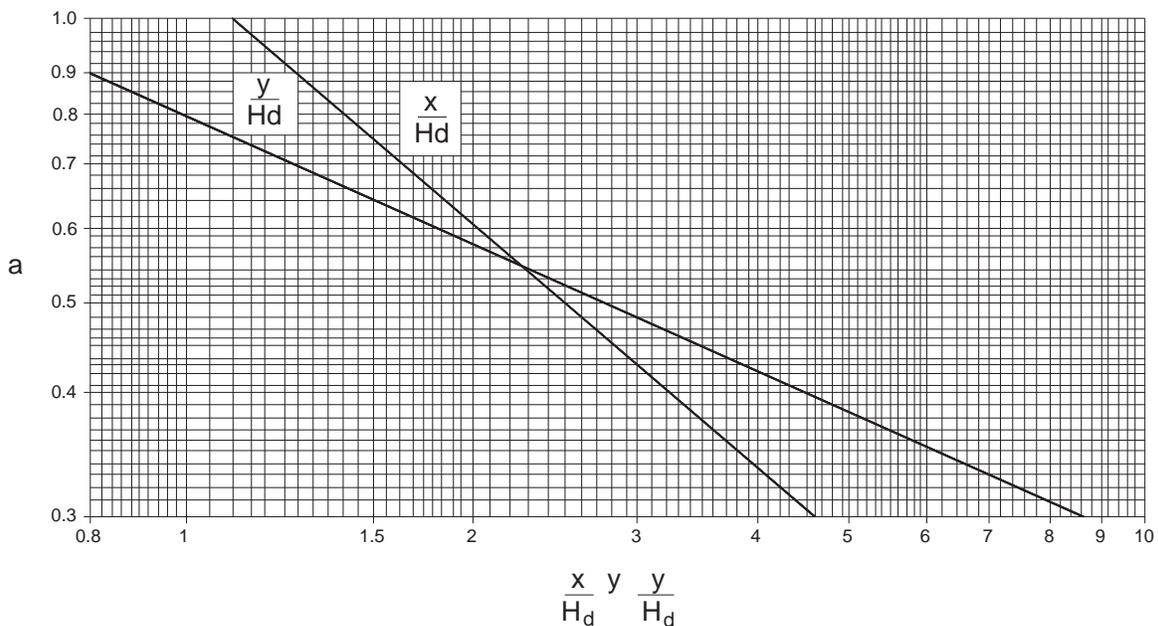


Figura 3.6. Coordenadas del punto de tangencia con paramento vertical. (CFE 1981)

- **Caso 2:**
 - Velocidad de llegada despreciable.
 - Talud inclinado.
 - Relación $\frac{P}{H_d} \geq 1$.

Para diseñar el perfil del cimacio utilizamos las siguientes ecuaciones:

Cuadrante aguas abajo:

$$x^n = KH^{n-1}y \quad 3.5$$

Donde los valores de n y K se pueden obtener de la figuras 3.7.

Cuadrante aguas arriba:

Se puede calcular con las figuras 3.8, 3.9 y 3.10.

- **Caso 3:**
 - Velocidad de llegada considerable.
 - Talud 1:1.
 - Relación $\frac{P}{H_d} \leq 1$.

Se calcula con las figuras 3.11 y 3.12.

- **Caso 4:**
 - Velocidad de llegada considerable.
 - Cualquier talud.
 - Relación $\frac{P}{H_d} \leq 1$.

Se calcula con figuras 3.13 y 3.14.

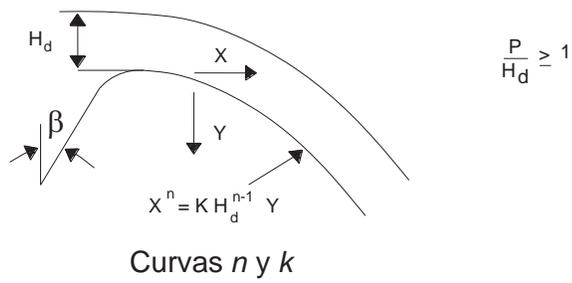
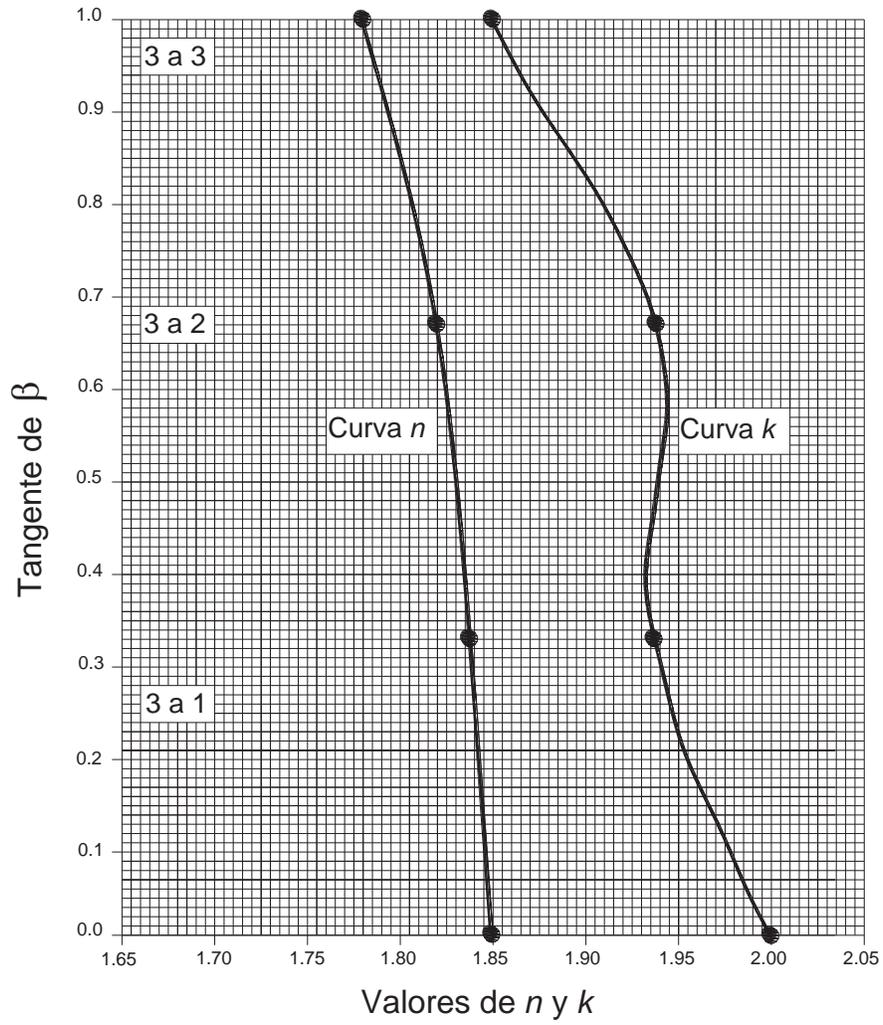


Figura 3.7. Valores de n y K para el Talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable. (CFE 1981)

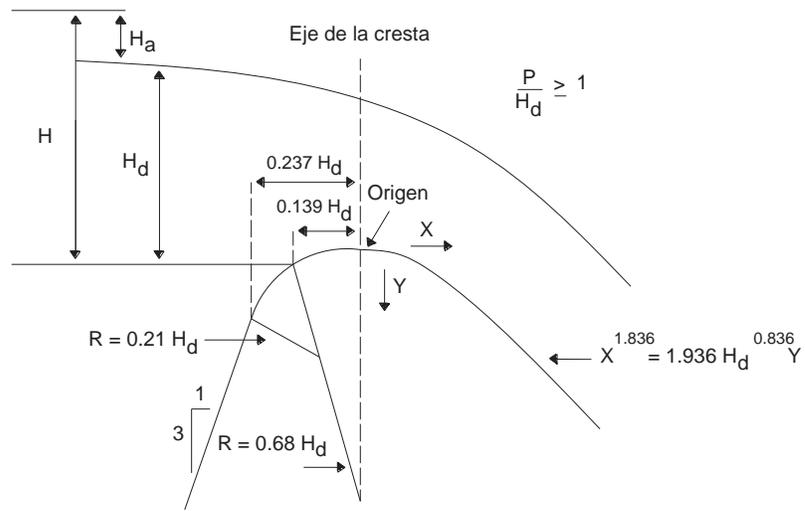


Figura 3.8. Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:1, velocidad de llegada despreciable. (CFE 1981)

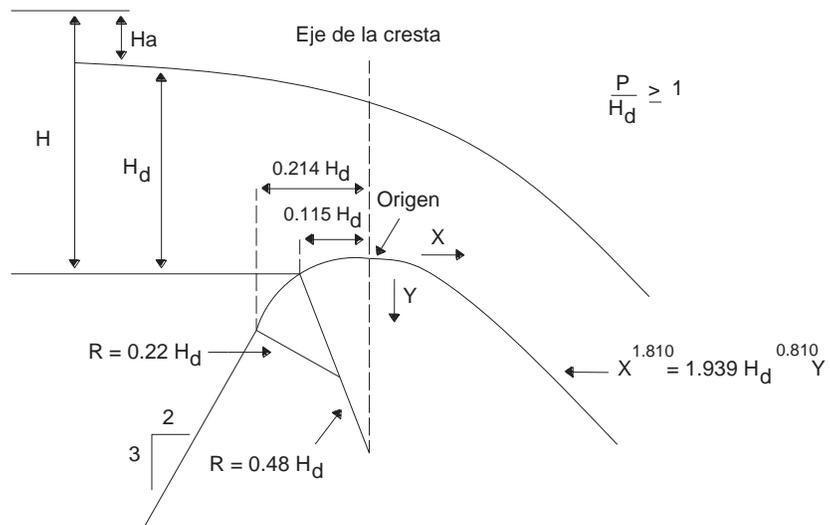


Figura 3.9. Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:2, velocidad de llegada despreciable. (CFE 1981).

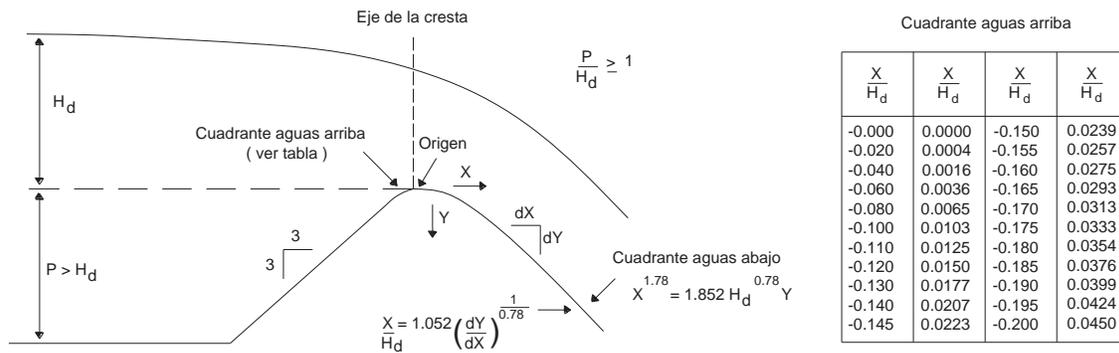


Figura 3.10. Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:3, velocidad de llegada despreciable. (CFE 1981)

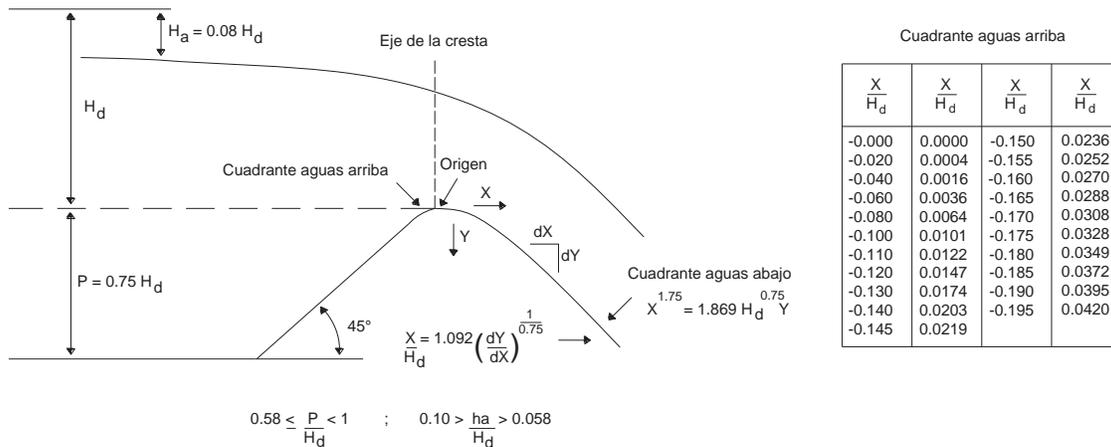


Figura 3.11. Velocidad de llegada considerable y talud 1.1. (CFE 1981)

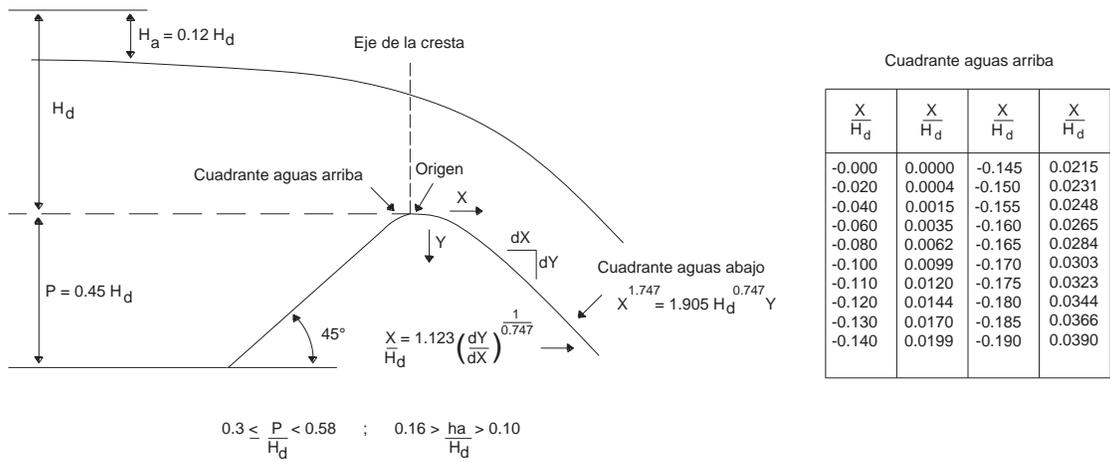


Figura 3.12. Velocidad de llegada considerable y talud 1:1. (CFE 1981)

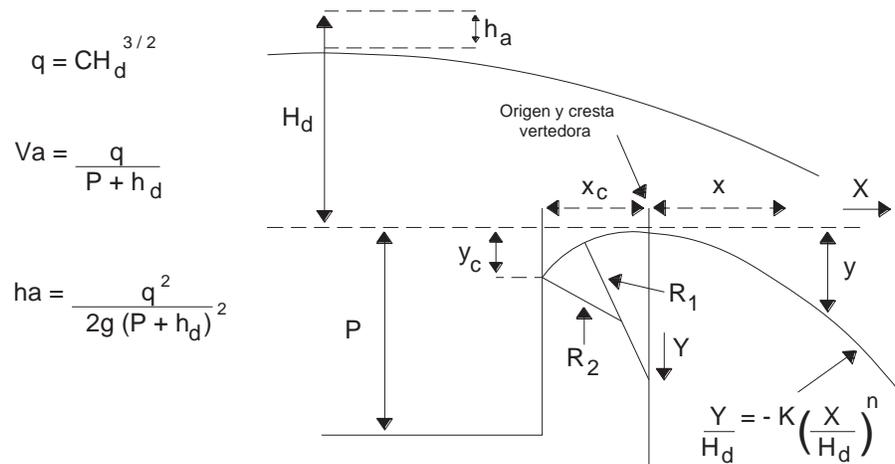


Figura 3.13 (A). Perfiles de cimacio para velocidad de llegada considerable. (CFE 1981)

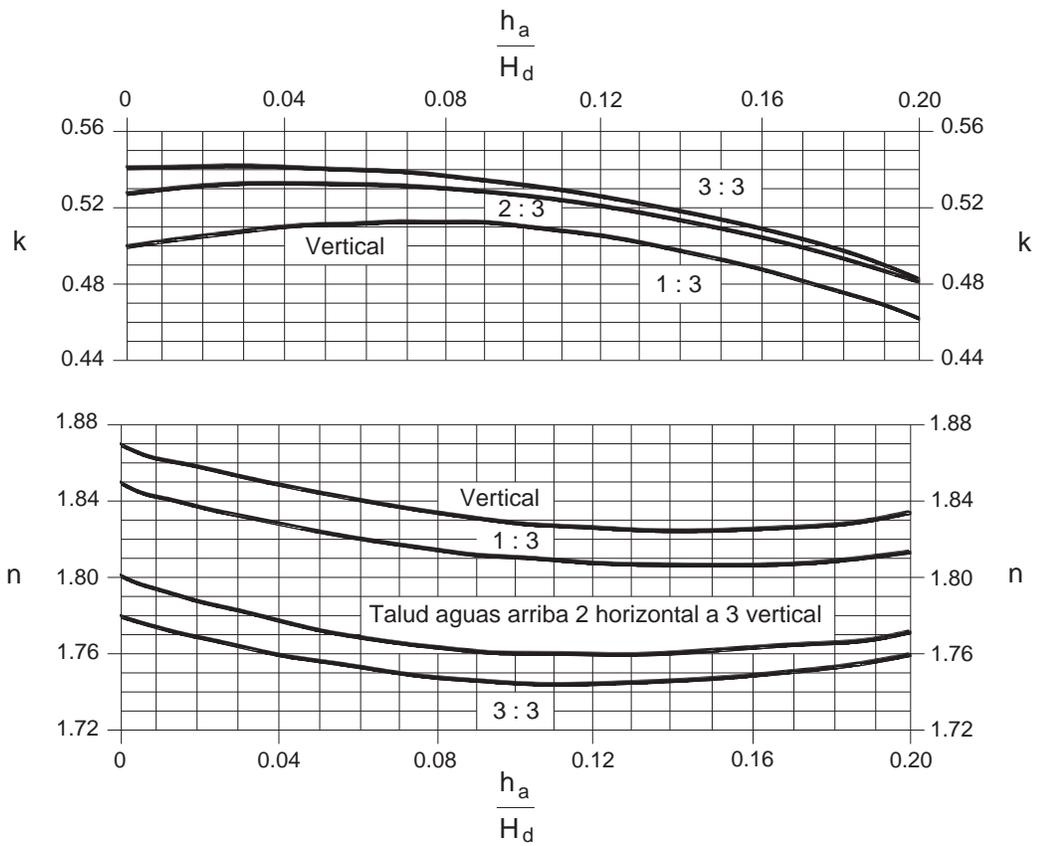


Figura 3.13. Valores de K y n para el talud aguas arriba, con cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable. (CFE 1981)

El centro de la curvatura para R_2 se localiza en la intersección de los arcos \underline{ab} y \underline{cd}

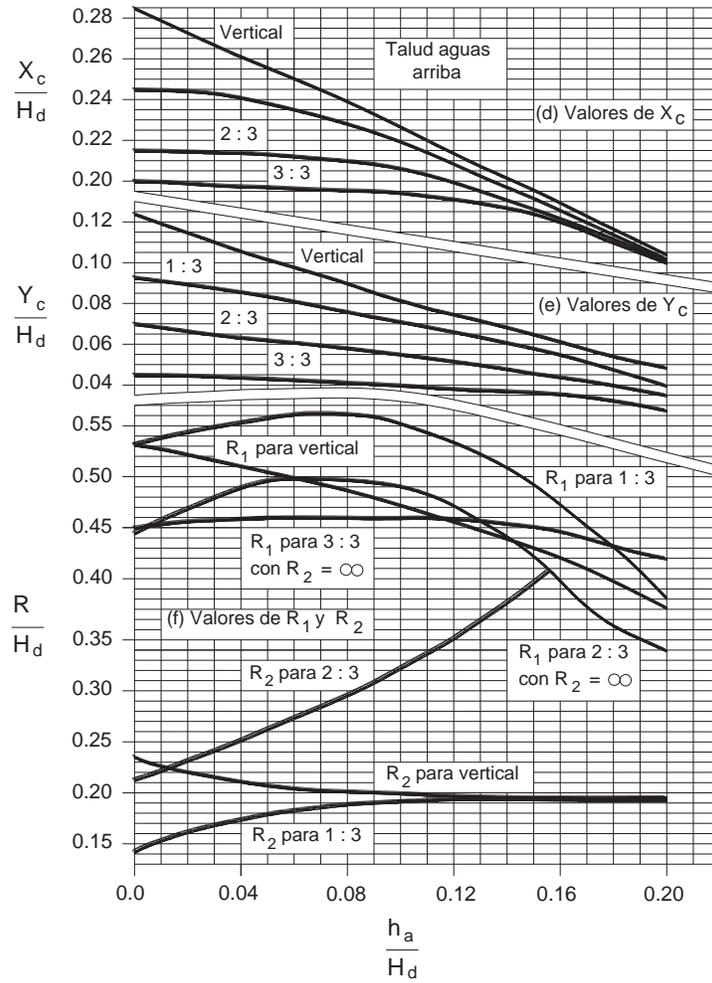
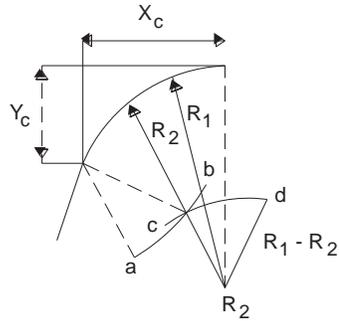


Figura 3.14. Valores de X_c/H_d , Y_c/H_d y R/H_d , para el talud aguas arriba con cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable. (CFE 1981).

3.3.2 Vertedor cimacio con compuerta.

El perfil del cimacio se adaptará a los recomendados para el caso de cresta libre con una carga de diseño igual a la carga máxima para compuertas totalmente abiertas; sin embargo, cuando se dan aberturas muy pequeñas a las compuertas, aparecen presiones negativas que no sobrepasan los valores del $0.1H_d$ y $0.13H_d$, cuando las cargas aguas arriba de la compuerta son la carga de diseño y 1.33 de la carga de diseño respectivamente.

Para evitar presiones negativas en el cimacio, el perfil del mismo aguas abajo de la compuerta debe coincidir con el perfil de la trayectoria de un chorro al salir de un orificio.

Si la compuerta se apoya en la cresta del cimacio, al abrirla parcialmente se dice que se forma un orificio vertical porque la normal trazada al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta es vertical. Para este caso la curva de la vena líquida y por lo tanto del perfil del cimacio se representa por la ecuación de la parábola:

$$-Y = \frac{X^2}{4H} \quad 3.6$$

Donde:

H Carga sobre el centro de la abertura, en m.

X, Y Coordenadas en m.

Para un orificio inclinado un ángulo θ , medido a partir de la normal al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta, la ecuación de la curva de la vena líquida será:

$$-Y = X \tan \theta + \frac{X^2}{4H \cos^2 \theta} \quad 3.7$$

Cuando se proyecta un cimacio que tiene compuertas con los criterios de uno de cresta libre para la carga máxima y se requiere tener presiones negativas pequeñas; menores del 10% de la carga de diseño, aguas abajo de la compuerta, se recomienda colocar el umbral de la compuerta aguas abajo de la cresta del cimacio con el fin de propiciar un orificio inclinado para tratar de aproximar la trayectoria de la vena líquida a la forma del cimacio.

3.4 Ley de descarga del vertedor.

Para saber la cantidad de gasto que se descarga por el vertedor se emplea una ecuación que involucre un coeficiente de descarga el cual reflejara los efectos en el gasto de salida ante la presencia de diversos factores como pueden ser un vertedor con descarga ahogada o descarga libre, inclinación del paramento, la presencia del efecto de lavadero, trabajar con un tirante diferente al de diseño y presentar un tirante de descarga mayor al de diseño.

Además esta ecuación deberá considerar la reducción de la longitud de la cresta vertedora ante la presencia de compuertas.

A continuación se describe la obtención de la longitud efectiva sobre la cresta vertedora y el cálculo del coeficiente de descarga.

3.4.1 Cálculo de la Longitud Efectiva.

La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la fórmula:

$$Q = CLH_d^{3/2} \quad 3.8$$

Donde:

C Coeficiente de descarga.

L Longitud.

H_d Carga sobre el vertedor.

La longitud efectiva se calcula como:

$$L_e = L - 2(NK_p + K_a)H \quad 3.9$$

Donde:

L Longitud de cresta.

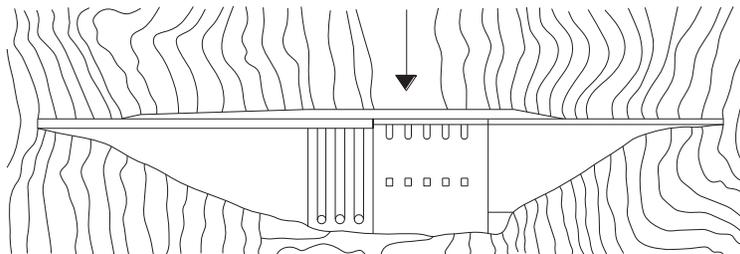
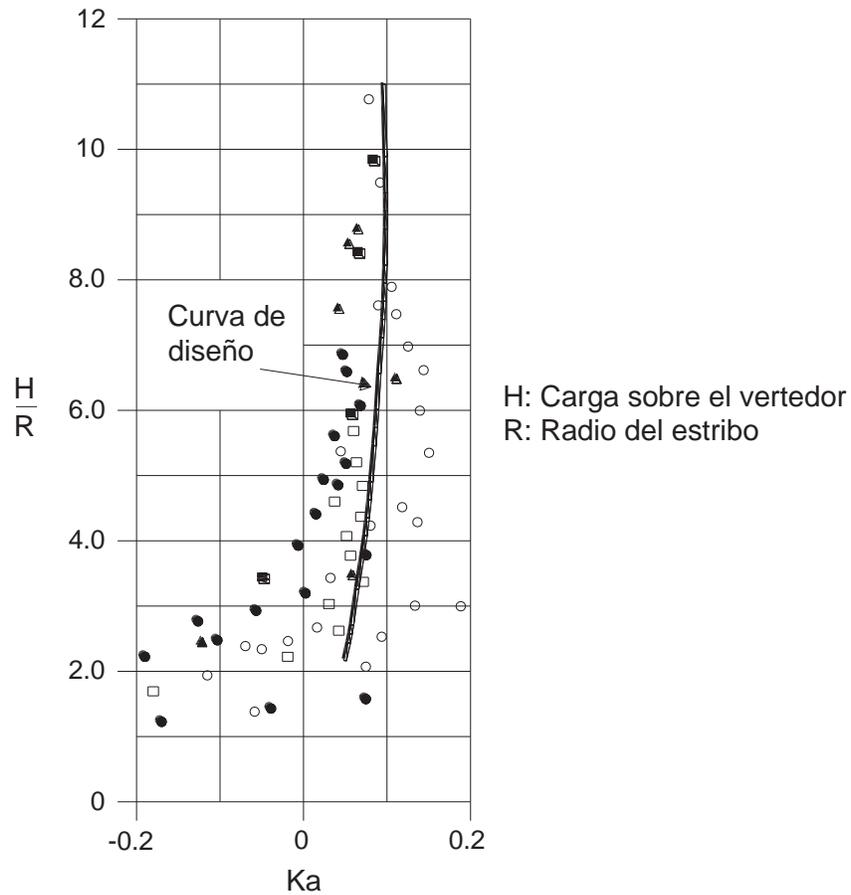
N Número de pilas.

K_p Coeficiente de contracción de las pilas.

K_a Coeficiente de contracción de los estribos.

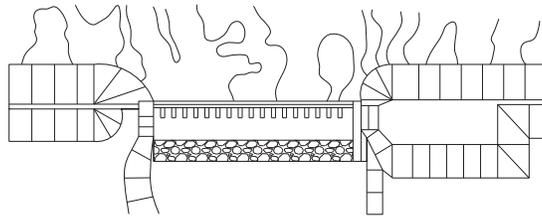
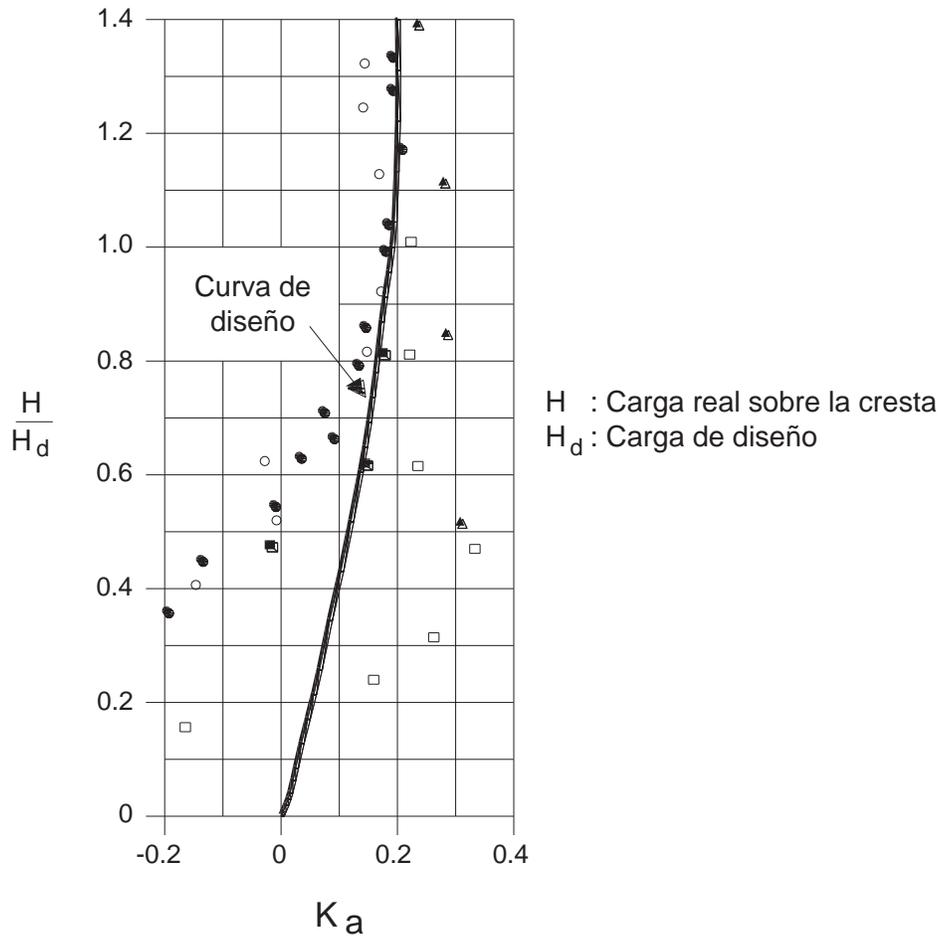
H Carga total sobre la cresta.

K_p y K_a se obtienen de las figuras 3.15a, 3.15b y 3.16



Sección gravada vertedora, con secciones adyacentes de concreto

Figura 3.15a. Coeficiente de contracción por estribo. (CFE 1981)



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

Figura 3.15b. Coeficiente de contracción por estribo. (CFE 1981)

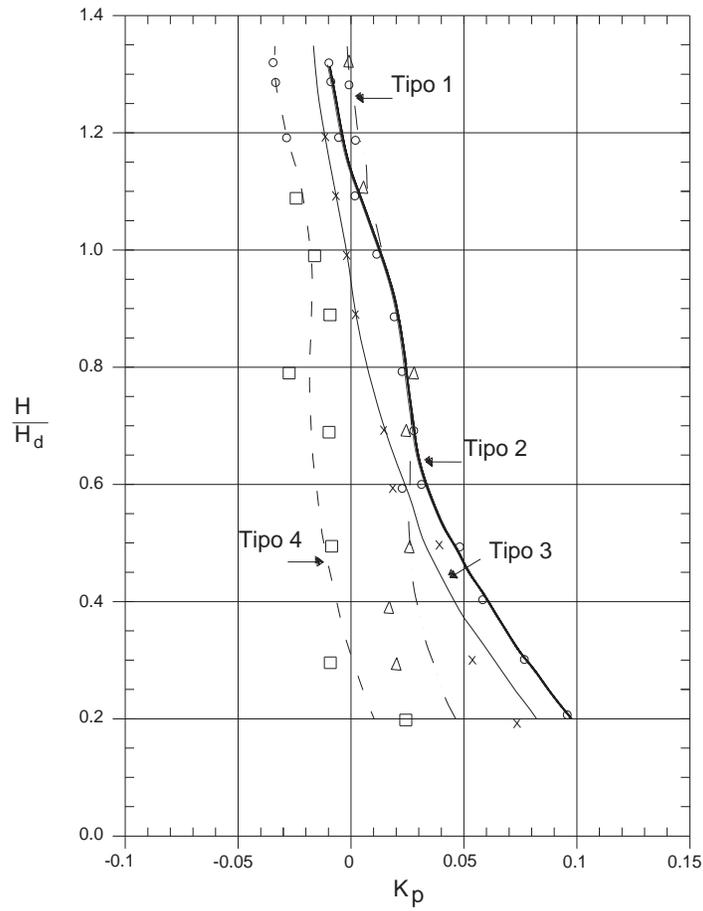
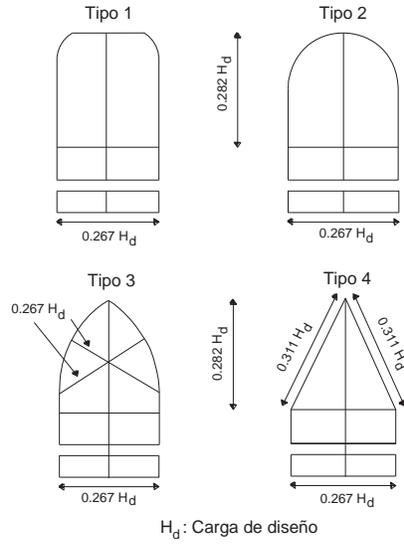


Figura 3.16. Coeficiente de contracción por pilas. (CFE 1981)

3.4.2 Cálculo del Coeficiente de Descarga.

Para determinar el valor del coeficiente primero se calcula un valor de C considerando un talud de paramento vertical (sin importar que se tenga inclinación).

Posteriormente a este valor se le realizaran cuatro tipos de correcciones, siempre y cuando se presenten en nuestro vertedor.

- **Corrección por inclinación del talud.**

Con la relación $\frac{P}{H_d}$ y la figura 3.17 se obtiene C_0

- **Corrección por trabajar con carga diferente a la de diseño.**

Con la relación $\frac{H}{H_d}$, en la figura 3.18 se obtiene el valor de $\frac{C}{C_0}$ donde se despeja el valor de C.

- **Corrección por trabajar ahogado.**

Para saber si trabaja ahogado, es necesario calcular los tirantes conjugados del salto hidráulico con la ecuación de Momentum y el valor del tirante normal (y_n) en el río para determinar si hay ahogamiento. Se debe recordar que:

Si el conjugado mayor del salto hidráulico $> y_n \rightarrow$ salto barrido

Si el conjugado mayor del salto hidráulico $< y_n \rightarrow$ salto ahogado

Si el conjugado mayor del salto hidráulico $= y_n \rightarrow$ claro

Para hacer esta corrección se calcula la relación $\frac{h_d}{H_0}$, donde H_0 es la carga de trabajo; con esa relación y la figura 3.19 se obtiene la relación $\frac{C_m}{C}$ y se despeja C_m .

- **Corrección por descarga con efecto de lavadero.**

Si el cimacio no está trabajando ahogado, tampoco se hace la corrección por efecto lavadero. Si no es así se calcula la relación $\frac{h_d+d}{H_0}$, con ese valor y la figura 3.20 se obtiene la relación $\frac{C_m}{C}$ y se despeja C_m .

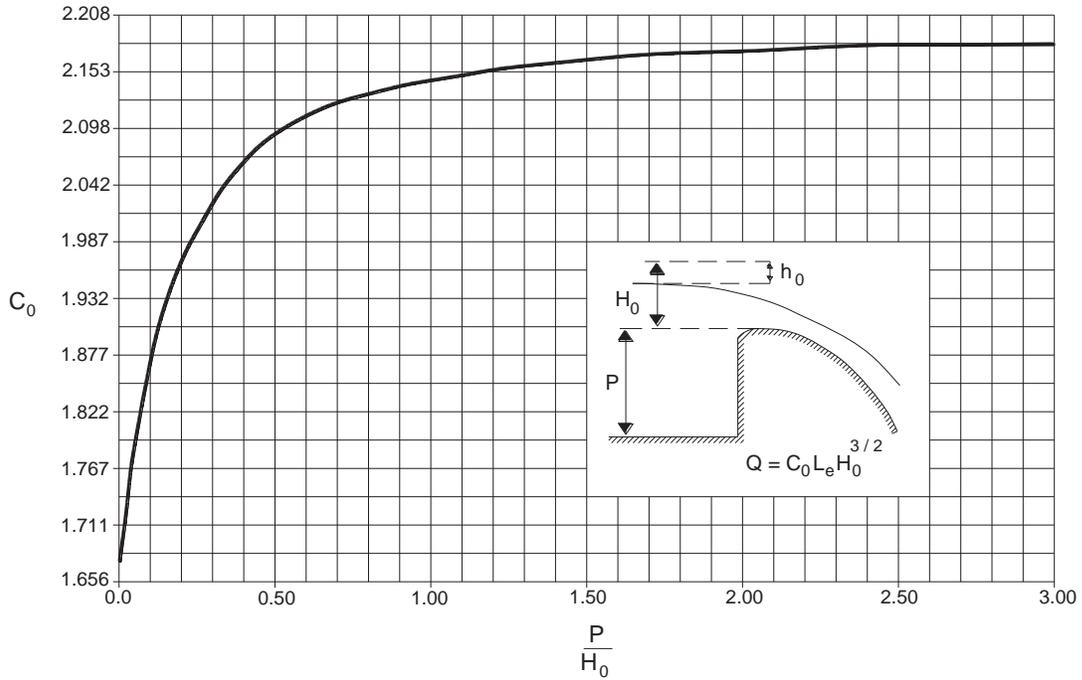


Figura 3.17. Coeficiente de descarga. Criterio USBR Desing of Small Dams, 1960.

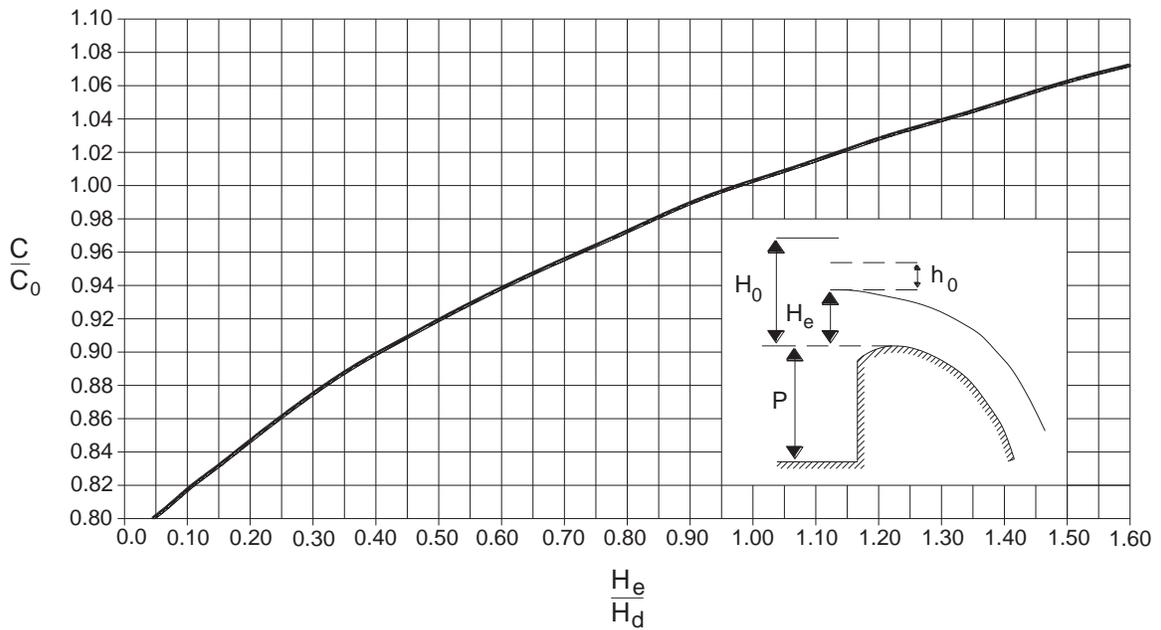


Figura 3.18. Coeficiente de descarga por cargas diferentes a la de diseño. Criterio USBR Desing of Small Dams, 1960.

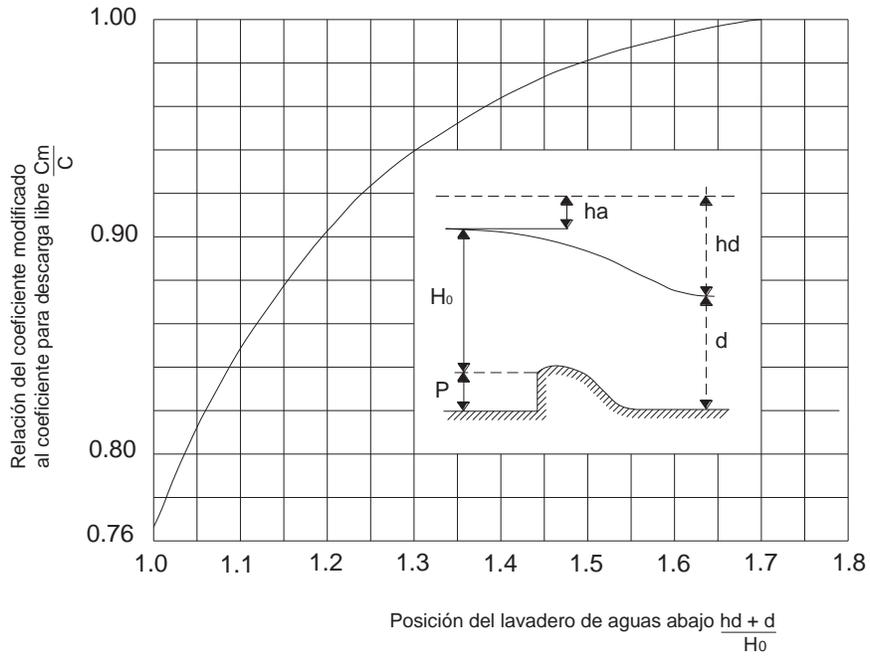


Figura 3.19. Corrección del coeficiente de descarga debido al efecto de ahogamiento. Criterio USBR Desing of Small Dams, 1960.

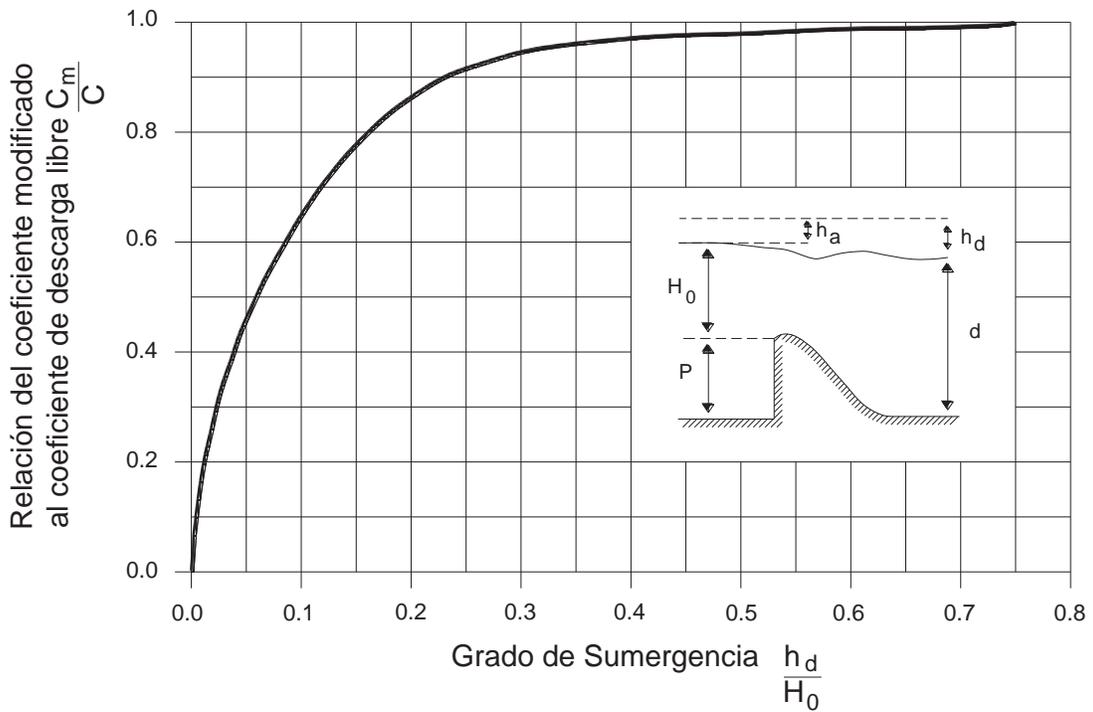


Figura 3.20. Corrección del coeficiente de descarga debido al efecto del delantal o lavadero aguas abajo. Criterio USBR Desing of Small Dams, 1960.

3.5 Estructuras Terminales.

Las estructuras terminales tienen la función de disipar la energía de las descargas del vertedor. Si existe la posibilidad de que la obra de excedencias descargue al río en forma directa, se plantea el diseño de una cubeta de lanzamiento o salto de esquí. Si es necesario disipar la energía del escurrimiento antes de efectuar la descarga al río, se empleará como estructura disipadora un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía.

La selección del tipo de la estructura Terminal depende 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; es por esto que, cuando existe, debe determinarse el efecto del remanso en la zona de descarga. Este efecto se ve mediante una comparación entre la curva de tirantes en el río contra gastos, en la zona de descarga y la curva de tirantes conjugados mayores contra gastos, 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.

Al comparar la curva de tirantes en el río contra gastos en la zona de la descarga de la estructura Terminal y la curva de tirantes conjugados mayores contra gastos obtenida para el salto hidráulico para las condiciones señaladas antes, se puede tener cuatro casos fundamentales.

- 1) La curva de tirantes del río queda siempre sobre la de conjugados.
- 2) La curva de tirantes queda siempre bajo la de conjugados.
- 3) Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene mayor curvatura que la de conjugados.
- 4) Las curvas se cruzan y la curva de tirantes del río tiene menos curvatura que la de conjugados.

Cuando para un gasto dado el nivel del río es superior al nivel del conjugado, el salto hidráulico se ahoga; si los niveles coinciden, se forma un salto claro, y si el nivel del río es inferior al nivel del conjugado, el salto se barre.

Si se tiene una curva tipo (a), usual en ríos caudalosos de planicies, la disipación de energía se hace normalmente con cubetas deflectoras. No se recomienda el uso de tanques amortiguadores con plantilla inclinada, a menos que la topografía ayude, a causa de los grandes volúmenes de concreto requeridos, si no es así, otra alternativa es, en caso de tener condiciones propicias, elevar el tanque amortiguador y diseñar según los casos (c) o (d).

Si se tiene una curva tipo b) o tipo c), usuales en ríos de alta pendiente, y es necesario un tanque amortiguador, éste deberá profundizarse con excavación bajo el cauce, o bien colocarse un umbral terminal con el fin de asegurar el salto hidráulico para todas las descargas.

Deberá revisarse la necesidad de proteger la zona de descarga porque puede haber velocidades erosivas. Si se aumenta el ancho del tanque amortiguador respecto al ancho del canal de descarga, la profundidad de desplante requerida disminuye y la curva de tirantes conjugados se aproxima a la curva de tirantes del río. La selección del ancho del tanque amortiguador implica, en este caso, consideraciones del tipo económico.

Cuando es posible en estos casos, la solución más adecuada es la de una cubeta de lanzamiento, que no debe ser ahogada por los tirantes del río para ningún gasto. Si se tiene una curva de tipo (d), el mejor método para asegurar el salto hidráulico es proporcionar un tanque amortiguador con un nivel de platilla determinado para un gasto inferior al máximo de descarga.

Al variar en este caso los anchos de plantilla del tanque amortiguador, el nivel de la plantilla y el gasto que lo determina pueden variar; en consecuencia la selección de ancho y elevación de la platilla está basada en aspectos económicos.

Tanto para el diseño de las cubetas como para tanques amortiguadores, se requiere la determinación de los tirantes en la rápida que les precede y para ello es necesario calcular las pérdidas por fricción.

3.5.1 Diseño de las cubetas de lanzamiento.

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 pase por la cubeta, sea lanzada libremente para que disipe su energía por choque.

Para que la obra de excedencia esté segura, debe tenerse la precaución de que la posible erosión que se produzca en la zona de disipación de energía, no ponga en peligro la estabilidad de la obra de excedencias, lo cual podría ocurrir si la erosión retrocede y deja sin apoyo alguna parte del vertedor y, sobre todo, si no se ha proyectado algún apoyo que prevea la posible erosión.

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 energía cambia. Se recomienda que, para vertedores sin control, la cubeta se diseñe de manera que, aun para gastos muy pequeños, esta trabaje precisamente como cubeta de lanzamiento, esto es, que lance el chorro a una cierta distancia del pie de ella misma.

Habrà de todas maneras, si el labio deflector tiene un ángulo positivo, 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.

Para estimar el gasto de despegue de una cubeta se recomienda el siguiente procedimiento: Se supone un cierto gasto para el cual, si hay salto dentro de la cubeta, en su extremo ocurre régimen crítico. Aguas arriba del extremo de la cubeta habrá régimen lento y en el canal aguas arriba de ella se tiene régimen rápido. En régimen rápido se calcula en cada sección la energía que se tendría si se presenta el salto; así mismo, al régimen lento se le calcula del extremo de la cubeta hacia aguas arriba y en cada sección, su energía, de suerte que en forma gráfica se dibujan los dos gradientes. Si las dos líneas de gradiente se cortan habrá salto efectivamente para el gasto supuesto. Se procede entonces a aumentar el gasto y repetir el procedimiento.

Si esto se repite hasta llegar a un gasto con el cual no hay salto, querrà decir que el gasto de despegue quedará comprendido entre éste último y el anterior. Si por el contrario se inició el procedimiento con un gasto para el cual no se cruzaron las líneas de gradiente, deberá repetirse el procedimiento suponiendo un nuevo gasto menor, hasta que con alguno se encuentre condición de salto. Para estimar la profundidad de socavación al pie de la cubeta, se utiliza la fórmula de Veronese (ecuación 3.2).

3.5.1.1 Determinación de las presiones.

Se recomienda el método del U.S. Corps of Engineers de los Estados Unidos por su sencillez y por estar basado en observaciones experimentales de laboratorio y de prototipos.

El parámetro básico es la presión que produce la fuerza centrífuga:

$$P_c = \frac{\gamma v^2 d}{gR} \quad 3.10$$

Donde:

- P_c Presión centrífuga en cada sección de la cubeta, en ton/m².
- d Espesor 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/s².
- γ Peso volumétrico del agua, en ton/m³.
- R Radio de curvatura de la cubeta, en m.

La presión sobre cualquier punto del deflector puede expresarse en función de otras magnitudes físicas, de manera que la carga de presión resultaría:

$$\frac{h_p}{H_T} = f\left(\frac{q}{P\sqrt{2gH_T}}, \frac{\alpha}{\alpha_T}\right) \quad 3.11$$

Donde:

- h_p Carga de presión en cualquier punto de la cubeta, en m.
- H_T Carga total real en cada sección, o bien, diferencia de nivel entre la plantilla de la cubeta en cada sección y el gradiente hidráulico correspondiente, en m.
- q Gasto unitario, en m³/s/m.
- α Ángulo 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 grados.
- α_T Ángulo de deflexión total de la cubeta, en grados.

3.5.1.2 Determinación de la trayectoria

La trayectoria del chorro de descarga se calcula en forma aproximada como:

$$y = x \tan \alpha \pm \frac{x^2}{3.6(D + H_v) \cos^2 \alpha} \quad 3.12$$

Se usa el signo negativo cuando el ángulo de salida de la cubeta es por arriba de la horizontal y el positivo cuando es por abajo.

Donde:

- d Tirante a la 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, en m.
- α Ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal, en grado.

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

$$\alpha \leq 30^\circ$$

$$R \geq 5d$$

$$R \geq 0.043dv^2$$

3.5.2 Diseño Hidráulico de la cubeta dentada tipo U.S. Bureau of Reclamations.

Para este caso el criterio de diseño está encaminado a seleccionar el radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio respecto al fondo sea $0.1R$ y el ángulo de salida de 16° . No es conveniente una elevación menor del labio respecto al fondo porque se propicia la inclusión material abrasivo en la cubeta que terminan por dañarla.

En un perfil longitudinal de proyecto del eje del vertedor, se determina el punto que tenga la misma altura que corresponda a la elevación de la superficie del agua en el río, para la situación en que este descargando el gasto máximo de proyecto del vertedor. Para una sección que pase por el punto señalado, determinar el número de Froude F_r , con base en la velocidad V_1 y la longitud D_1 señalada en la figura 3.21. Con la gráfica "a" de la misma figura se determina el valor del radio mínimo $R_{mín}$.

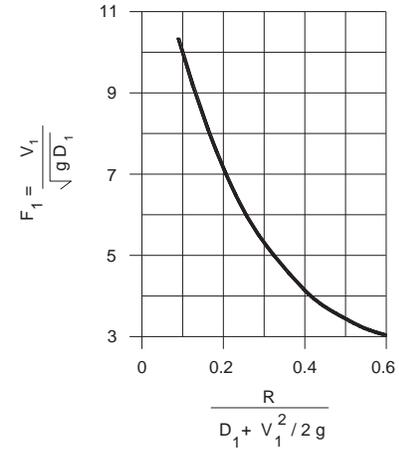
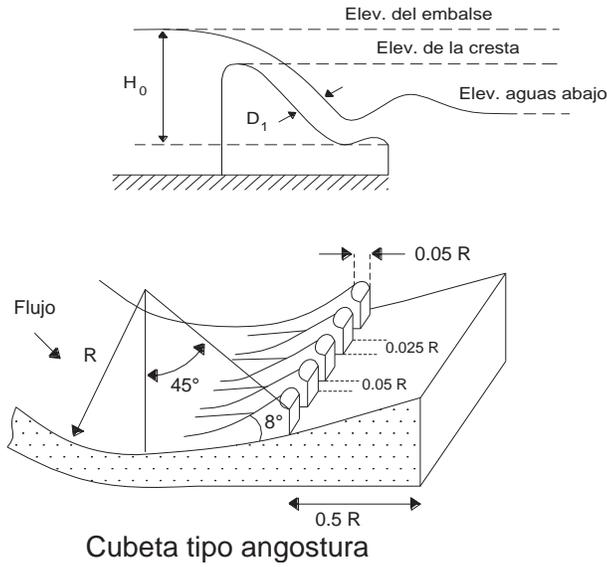
Para una serie de valores de Q ; que van desde gastos pequeños hasta el gasto máximo $Q_{máx}$, determinar para el mismo punto señalado en el párrafo anterior, los valores correspondientes de V_1 , D_1 y F_{r1} . Con la gráfica "b" y para el valor $R_{mín}$ encontrado antes, determinar para cada gasto Q de los escogidos, un $T_{mín}$ que será el tirante teórico mínimo que puede haber en el río para que la cubeta trabaje en buenas condiciones. Con la grafica "c" también para el valor del radio $R_{mín}$ encontrado con anterioridad, determinar para cada gasto de los escogidos, un $T_{máx}$, que corresponderá a un tirante teórico máximo que puede haber en el río, para la cual la cubeta trabaje en buenas condiciones.

Conviene construir tres gráficas superpuestas en un mismo sistema de ejes en la que T , es el tirante real del río para cada gasto Q .

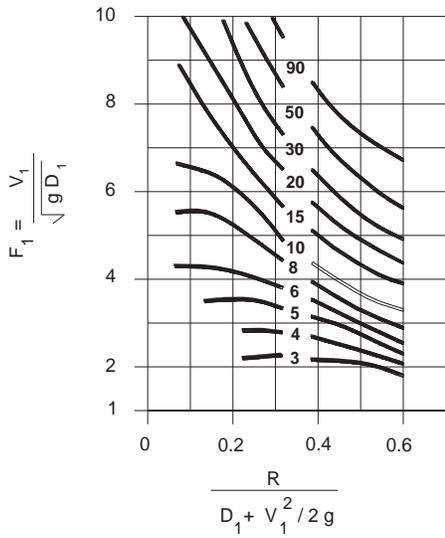
Si la curva $T - Q$ queda en medio de las curvas $T_{máx} - Q$ y $T_{mín} - Q$ querrá decir que es conveniente el empleo de este tipo de cubeta y entonces se procederá a dimensionar ésta de acuerdo con las normas que aparecen en la figura 3.21 junto a las gráficas.

Si la curva $T - Q$ queda por arriba de la curva $T_{máx} - Q$ deberá elevarse la cubeta y diseñarla como de lanzamiento.

Si la curva $T - Q$ queda por abajo de la curva $T_{mín} - Q$, o cuando hay cruce de las curvas conviene optar por una cubeta de lanzamiento ya que la experimentación del U.S. Bureau of Reclamations contempla solamente la posibilidad de que la curva $T - Q$ queda en medio de las otras dos.

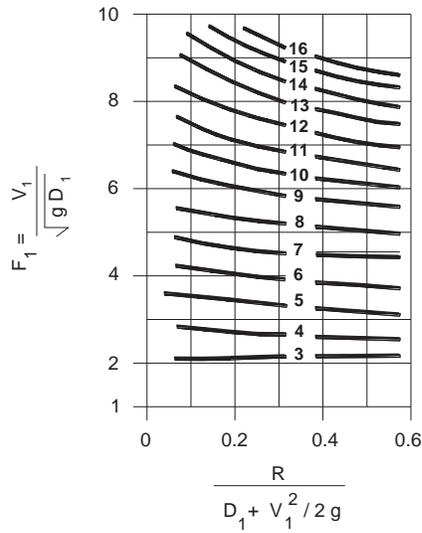


Radio mínimo de la cubeta
(a)



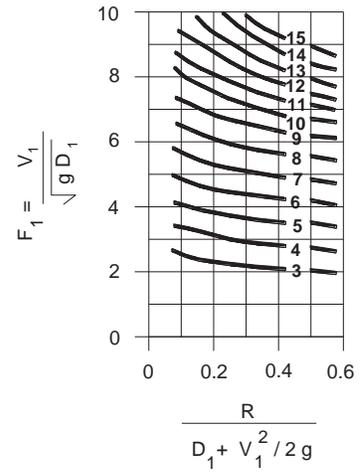
Lecho 0.2 R bajo la nariz
Tirante máximo

(b)



Tirante mínimo

(c)



Tirante barrido

(d)

Figura 3.21. Cubeta dentada tipo U.S.B.R. (CFE 1981)

3.5.3 Diseño Hidráulico de tanques amortiguadores.

Se recomienda el uso de tanques amortiguadores con sección rectangular; cuando por razones de economía se emplean tanques de sección trapezoidal se sugiere limitar la inclinación de los taludes a un máximo de 0.5:1.

Siempre que se piense construir un tanque amortiguador, es necesario probar su diseño en un modelo hidráulico.

Para tanques con sección rectangular se prefiere el uso de los tanques amortiguadores siguientes:

3.5.3.1 Tanque Rectangular tipo S.A.F.

De acuerdo con la figura 3.22 el diseño debe hacerse según la longitud L_b del tanque:

$$L_b = 4.5 \left(y_2 / f_1^{0.76} \right) \quad 3.13$$

Donde:

y_2 Conjugado mayor del salto hidráulico.

La altura de los dientes de la rápida y del tanque deben ser iguales a y_1 , y su ancho y separación aproximadamente $0.75y_1$.

La distancia del principio del tanque a los dientes del mismo debe ser $L_b/3$.

El tanque puede ser de ancho de plantilla constante o variable. Los valores de y_2 se deben calcular para el diseño de este tipo de tanque despreciando el efecto de inclusión de aire.

Los dientes del tanque deben estar separados del muro lateral un mínimo de $(3y_1/8)$ y deben estar colocados aguas abajo de las aberturas dejadas por los dientes de la rápida. Deben ocupar de un 40 a un 55 por ciento del ancho del tanque.

Los anchos y separaciones de los dientes del tanque, cuando éste es de ancho divergente, deben incrementarse en proporción al aumento en el ancho del tanque en la zona donde se localizan los dientes.

La altura del umbral de salida está dada por $c = 0.07y_2$.

La profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de descarga debe ser:

- Para $f_1 = 1.7$ a 5.5

$$y_2 = (1.10f_1^2/120)y_2 \quad 3.14$$

- Para $f_1 = 5.5$ a 11

$$y_2 = 0.85y_2 \quad 3.15$$

- Para $f_1 = 11$ a 17

$$y_2 = (1.00f_1^2/800)y_2 \quad 3.16$$

La altura de los muros laterales sobre el máximo nivel de agua de la descarga esperado durante la vida útil de la estructura debe ser $z = y_2/3$.

Deben proporcionarse aleros con talud de remate 1:1. Los muros laterales pueden ser paralelos (ancho de plantilla constante) o pueden ser divergentes como una extensión de los muros laterales de la transición (ancho de plantilla variable). Debe proporcionarse un dentellón al final del tanque.

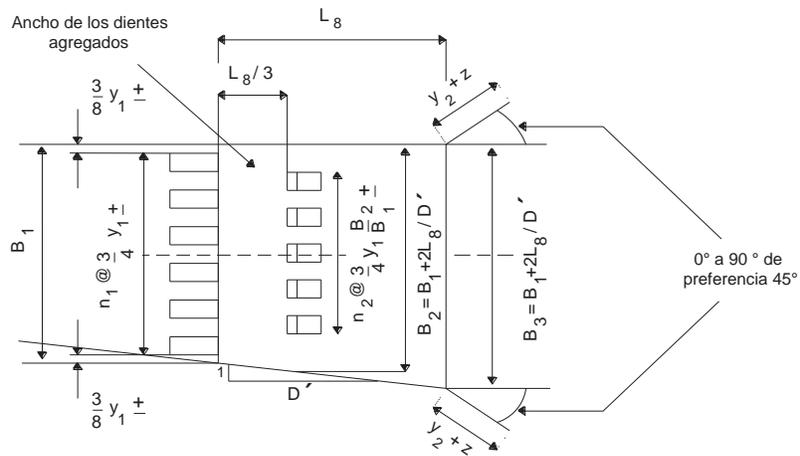
3.5.3.2 Tanque rectangular tipo U.S. Bureau of Reclamations (I).

Con referencia a la figura 3.23 el tanque debe cumplir los lineamientos expuestos a continuación.

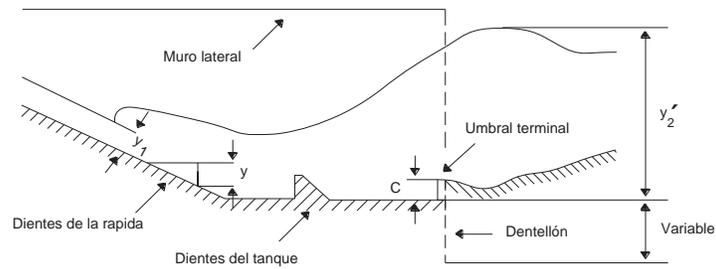
El número de dientes mostrado es el mínimo requerido para cumplir su propósito. Para un mejor funcionamiento se recomienda construir los dientes más angostos que los indicados, de preferencia $0.75y_1$ y fijar el nivel de plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de 5 a 10 por ciento mayor que el conjugado mayor teórico.

La longitud del tanque puede determinarse por la gráfica de la figura 3.23.

Tanque rectangular media planta



Tanque trapecial media planta



Elevación vista de aguas abajo

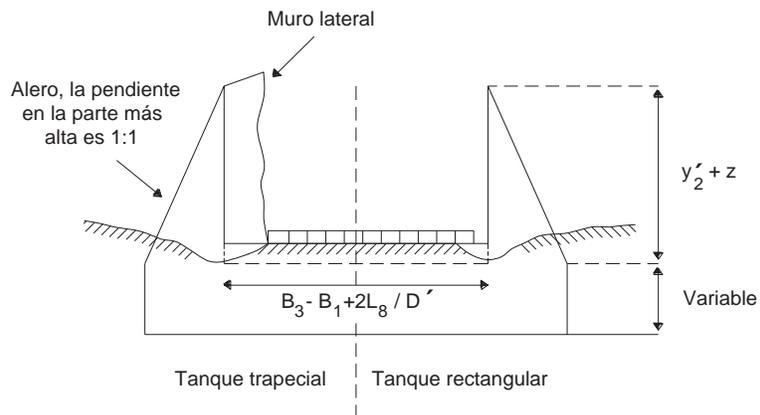


Figura 3.22. Tanque amortiguador rectangular tipo SAF. (CFE, 1981)

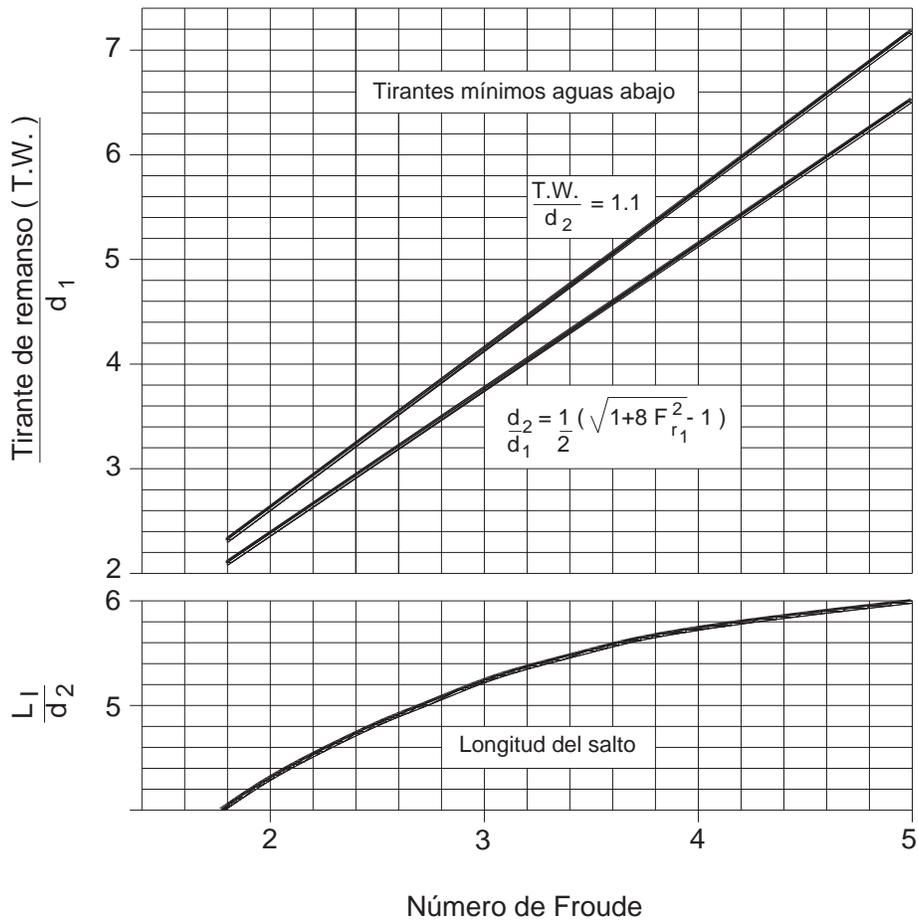
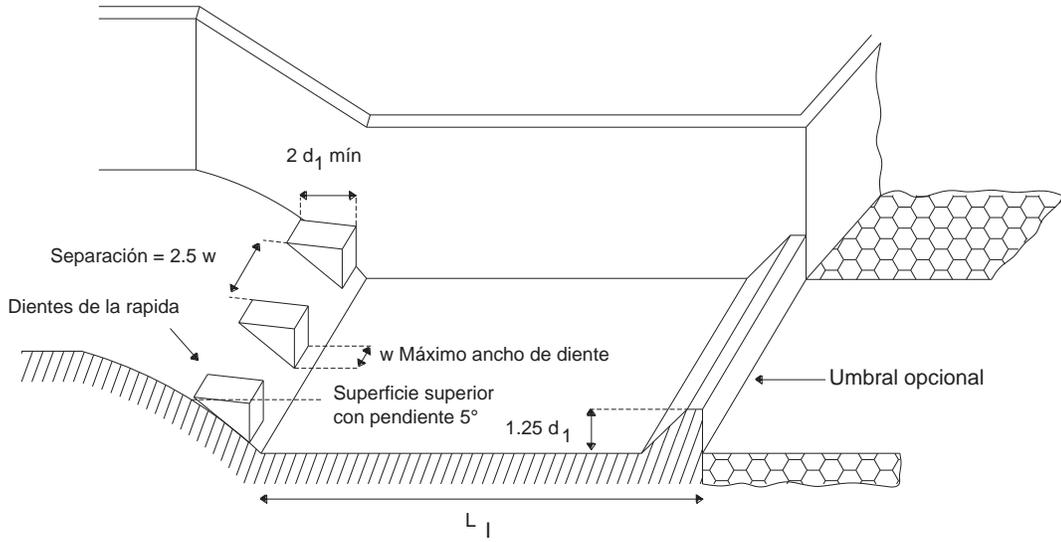


Figura 3.23. Tanque amortiguador tipo U.S.B.R. (I). (CFE, 1981)

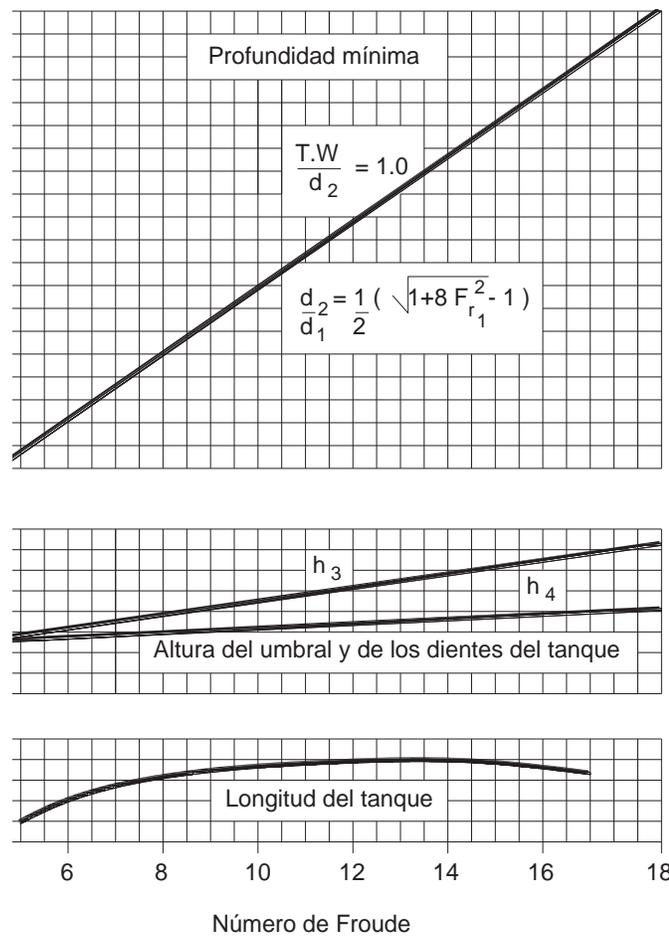
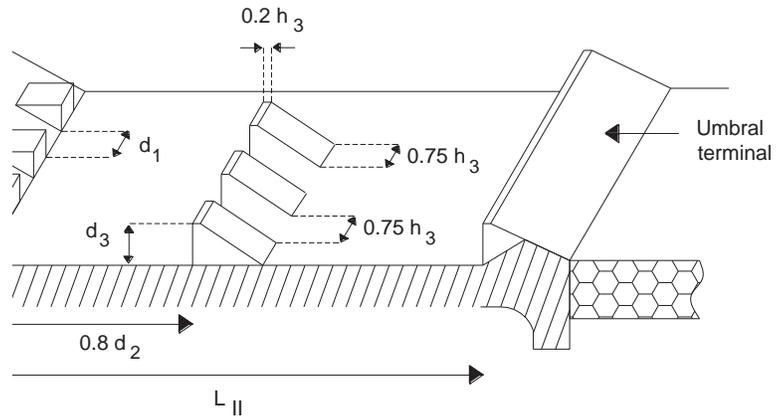
3.5.3.3 Tanque rectangular tipo U.S. Bureau of Reclamations (II) y (III)

El dimensionamiento del tanque tipo U.S. Bureau of Reclamations (II) se efectúa como se indica en la figura 3.24. Para este tipo de tanque, la profundidad requerida de la plantilla estará dada por el valor del conjugado mayor y_2 teórico.

Para dimensionar el tanque tipo U.S. Bureau of Reclamations (III) se debe utilizar la figura 3.25 y se deben seguir los lineamientos dados a continuación:

La plantilla del tanque debe diseñar de tal suerte que se obtenga un ahogamiento del 5 por ciento del conjugado mayor teórico. Con un ahogamiento menor al recomendado, el salto hidráulico tiende a salirse del tanque.

El ancho y separación recomendados para los dientes de la rápida pueden modificarse un poco cuando en el cálculo no resulte un número entero de dientes. La separación de la pared recomendada, debe respectarse para reducir la difusión y mantener presiones aceptables.



Para números de Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menores de 15 m/s.

Figura 3.24. Tanque amortiguador tipo U.S.B.R (II). (CFE, 1981)

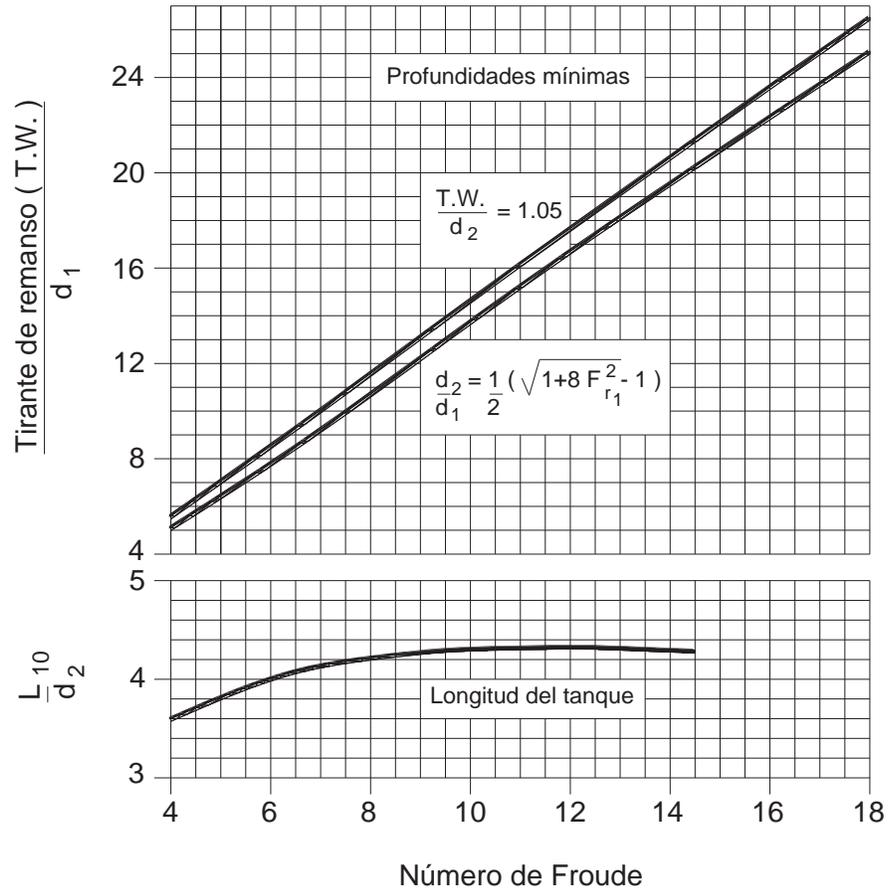
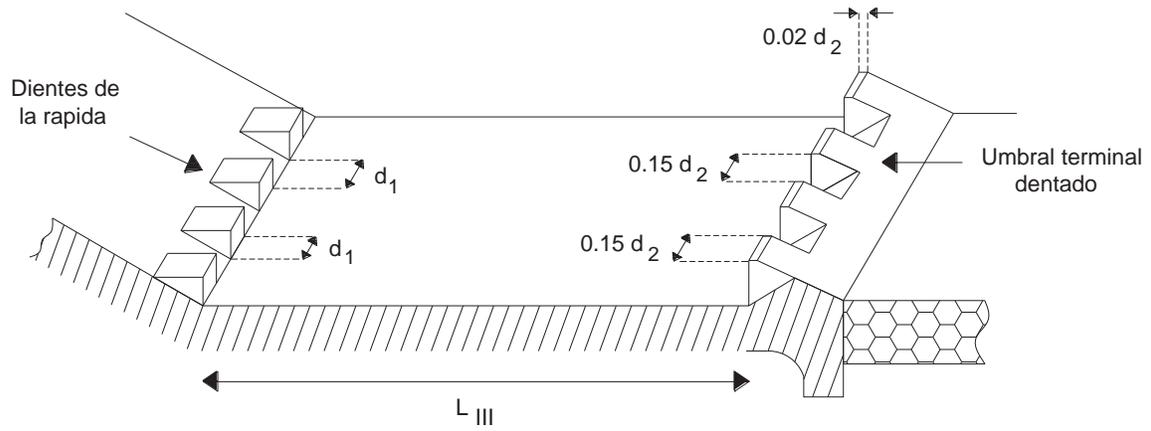


Figura 3.25. Tanque amortiguador tipo U.S.B.R (III). (CFE, 1981)

3.5.3.4 Tanques amortiguadores rectangulares con escalón terminal vertical.

Para el diseño de este tipo de tanques se determinan primero las condiciones hidráulicas en el canal de salida, aguas abajo del escalón. El diagrama de la figura 3.26 sirve para determinar la profundidad del tanque cuando y_3 , y_1 y v_1 se conocen. Se recomienda que un punto $(f_1, y_3/y_1)$ se determine primero para el gasto máximo de descarga y que el correspondiente valor de h/y_1 se determine por interpolación. Repitiendo este procedimiento para otros gastos dentro del rango de descarga esperado, se puede encontrar un valor de h mayor y este valor debe ser entonces el asignado al diseño.

Si un punto $(f_1, y_3/y_1)$ cae en el diagrama debajo de la línea $y_3 = y_c$, entonces el escurrimiento en el canal de salida es rápido. En este caso después del salto se presenta una sección de control sobre la cresta del escalón, de manera que éste actúa como un vertedor; puede entonces usarse para el diseño la figura 3.27.

La longitud del tanque debe hacerse cuando menos igual a $5(\Delta Z_0 + y_3)$ donde ΔZ_0 es la altura del escalón y y_3 es el tirante aguas abajo del escalón.

3.5.3.5 Tanques amortiguadores de sección trapecial

Se hace el diseño de la longitud del tanque, profundidad, geometría de los dientes, etc., con base en las normas para un tanque de sección rectangular y se adaptan esos valores a la geometría trapecial, con la recomendación de que en todos los casos deberá hacerse un estudio en modelo hidráulico del proyecto.

3.5.3.6 Bordo libre en tanques amortiguadores

El bordo libre en los tanques amortiguadores tipo U.S. Bureau of Reclamations se determina con la fórmula 3.17.

$$\text{Bordo libre} = 0.1(v_1 + y_2) \quad 3.17$$

Donde:

y_2 Tirante conjugado mayor, en m.

v_1 Velocidad del conjugado menor, en m/s.

Bordo libre, en m.

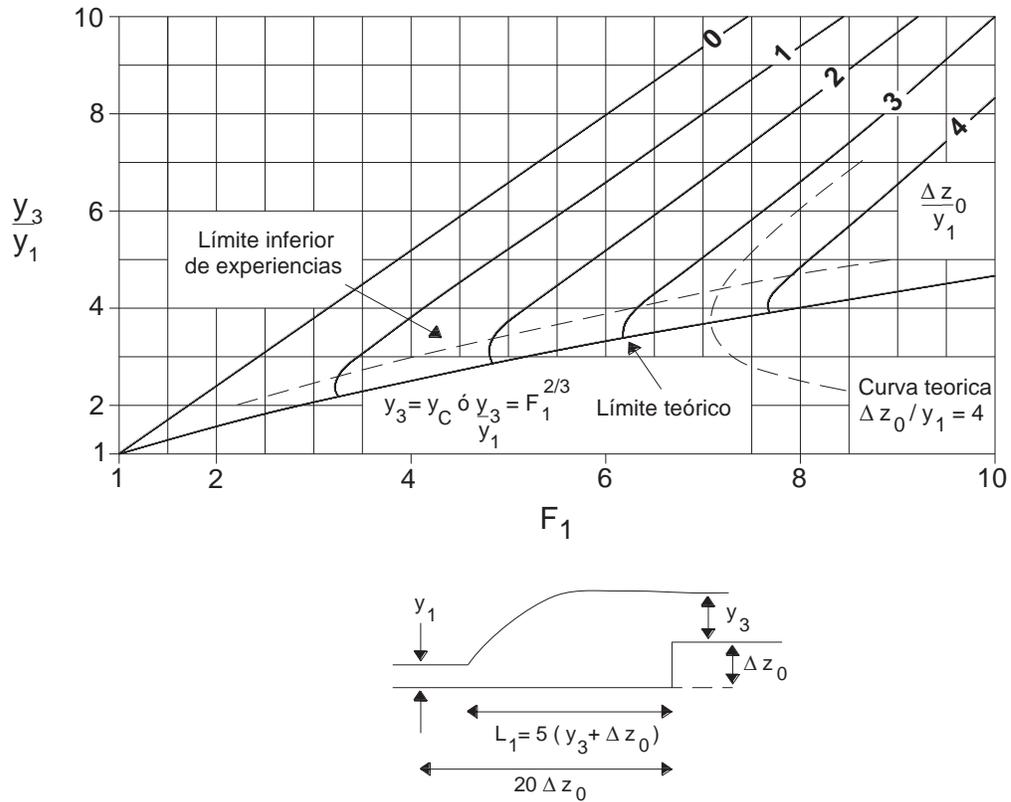


Figura 3.26. Tanque amortiguador con escalón terminal vertical. (CFE, 1981)

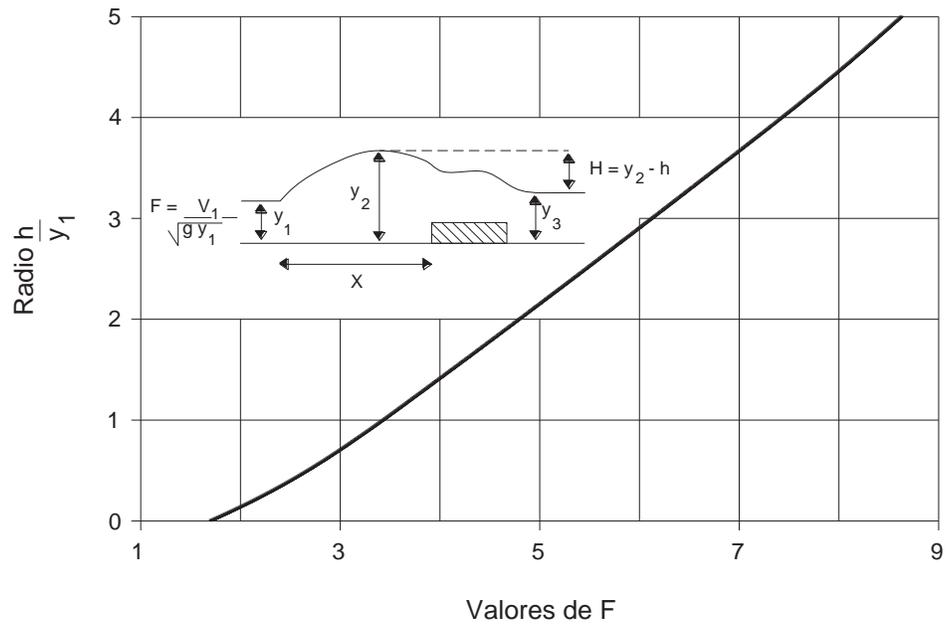


Figura 3.27. Tanque amortiguador con escalón vertical y sección de control sobre el escalón. (CFE, 1981)

Capítulo 4
Estabilidad de la Cortina
y Obra de excedencias
de la Presa

4 Estabilidad de la Cortina y Obra de Excedencias de la Presa

La función principal de una presa es la creación de un almacenamiento; por lo tanto, la fuerza externa principal que deben resistir las presas es la presión del agua en el vaso. Sin embargo también, actúan otras fuerzas en las estructuras.

En la presa de gravedad, su peso es la fuerza principal que resiste la presión del agua. En las presas de contrafuertes con paramento mojado inclinado, parte de la carga del agua se transmite por el efecto de arco a la cimentación; disminuye la importancia del peso como componente que influye en la estabilidad. Las fuerzas principales tienen ciertos valores que deben considerarse en cualquier proyecto. Con el tipo de proyecto se modifica la transmisión de las fuerzas y los factores de seguridad.

Las presas deben ser lo suficientemente estables para que no vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento de la cimentación.

4.1 Fuerzas y esfuerzos que actúan en la estructura

Para la revisión de una presa es necesario determinar las fuerzas que se puede suponer que afectan la estabilidad de la estructura.

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

- **Condiciones de Carga Ordinarias:**
 - Presa llena al NAMO:
 - Peso Propio
 - Subpresiones
 - Empuje hidrostático

- **Condiciones de Cargas Extraordinarias:**

- Presa llena al NAME:
- Empuje Hidrostático
- Peso propio
- Subpresiones

- **Condiciones de Carga Extremas:**

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

4.1.1 Fuerzas actuantes

4.1.1.1 Peso propio.

El peso propio de la estructura se toma en cuenta en términos de su resultante la cual se considera que actúa a través del centroide del área transversal del perfil de la presa.

Si existen las compuertas de cresta, otras estructuras auxiliares o equipos con peso importante también se deben tener en cuenta para determinar el peso propio y la posición de su línea de acción.

El peso se calculará de acuerdo con el material empleado en la estructura, así la ecuación a emplear es:

$$W = \gamma_o V \quad 4.1$$

Donde:

V Volumen de la cortina o vertedor.

γ_0 Peso específico del material de la estructura civil.

4.1.1.2 Subpresiones.

La intensidad de la subpresión abajo de una presa de concreto sobre una cimentación de roca es difícil determinar. Generalmente, se supone que las presiones intersticiales en la roca o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección. Es evidente que bajo el efecto de una carga sostenida, la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión total del vaso y varía en forma aproximada a la línea recta desde este punto a la presión del agua de descarga, o cero, en el paramento de aguas abajo, si no hay agua de descarga figura 4.1. Esto también se aplica dentro del cuerpo de la misma presa.

Las subpresiones se pueden reducir construyendo drenes a través del concreto de la presa perforando agujeros de drenaje en la roca de la cimentación figura 4.2. Estos drenes se colocan generalmente cerca del paramento aguas arriba de la presa, aunque se debe tener cuidado para asegurarse de que no se producirán tubificaciones directas del vaso.

En todas las presas del Bureau of Reclamation se construyen drenes de este tipo cuando son de alturas considerable, y medidas reales de la subpresión tomadas debajo de la presa, han demostrado que son muy efectivos.

Si la roca de la cimentación de una presa propuesta fuera absolutamente homogénea, se podría prever la eficacia de los drenes. Sin embargo, debido a la presencia de hendiduras y fisuras y de la incertidumbre de interceptarlas con los drenes.

El procedimiento más seguro es suponer que la carga varía en línea recta hasta las presiones del agua de descarga como una medida de la subpresión. Cualquier otra suposición deberán comprobarse por el método de la analogía eléctrica u otros métodos comparables de análisis.

Otros métodos que se usan para reducir la subpresión en el contacto de la presa con la cimentación incluyen la construcción de dentellones debajo del paramento de aguas

arriba, la construcción de canales de drenaje (generalmente de tubos para drenaje) entre la presa y la cimentación, y la inyección a presión de la cimentación. Estos métodos, por lo general, se consideran solamente como factores de seguridad adicionales en el proyecto de las presas pequeñas y no se consideran con los méritos suficientes para reducir los requisitos de proyecto.

En general la subpresión se puede calcular como:

$$H_i = H_2 + 0.33(H_1 - H_2) \quad 4.2$$

Donde:

- H_i Altura de la subpresión ante la presencia de drenes.
- H_1 Tirante aguas arriba de la cortina o vertedor.
- H_2 Tirante aguas abajo de la cortina o vertedor.

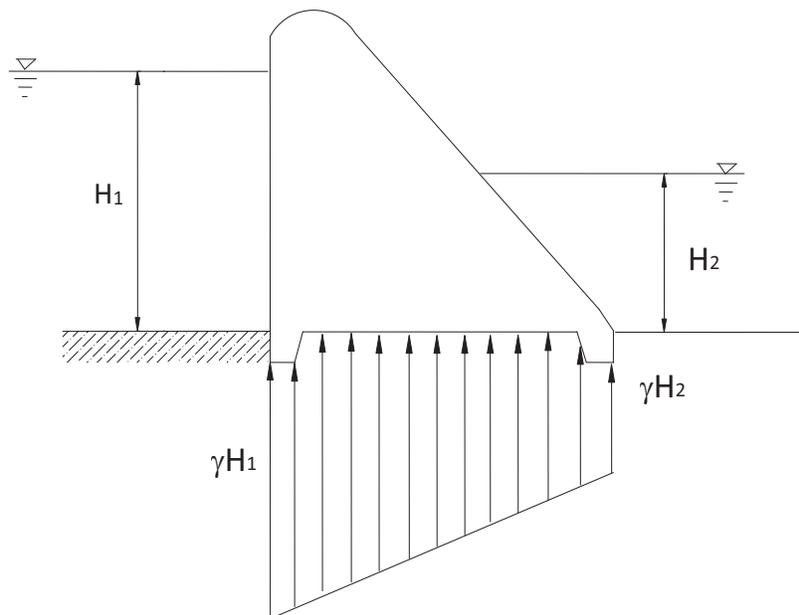


Figura 4.1. Distribución de las subpresiones en la base de la cimentación de la Obra civil.

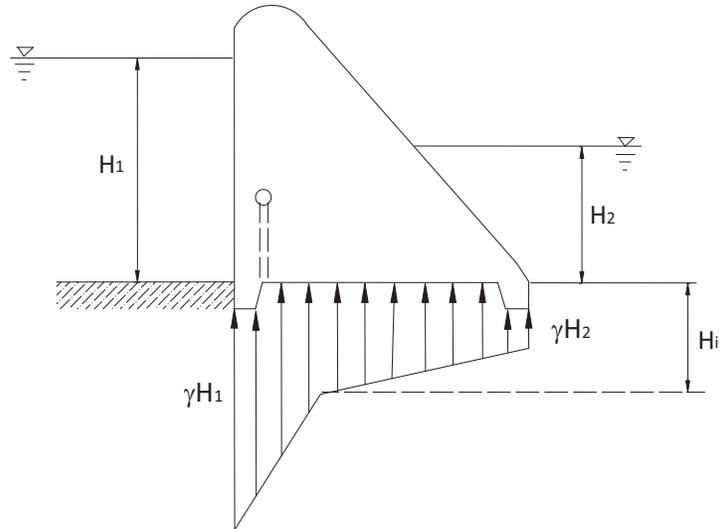


Figura 4.2. Distribución de las subpresiones ante la presencia de drenes en la base de la cimentación de la obra Civil.

4.1.1.3 Empuje hidrostático.

Se considera como la fuerza que ejerce el agua sobre la superficie en la que está en contacto la columna de agua.

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

El cálculo del empuje puede realizarse como:

$$E = \gamma z_e A \quad 4.3$$

Donde:

- E Empuje hidrostático.
- γ Peso específico del agua.
- z_G Profundidad del centro de gravedad.
- A Área en contacto con el agua.

4.1.1.4 Fuerza por Sismo.

Es notable la frecuencia relativa de daños atribuibles a deslizamientos o distorsiones por cortante, en la cortina o la cimentación.

La experiencia indica que en el análisis de la confiabilidad sísmica de una presa debe darse especial atención al mecanismo de falla por deslizamiento. Sin embargo, es evidente que el resto de los mecanismos tienen probabilidad despreciable, como implícitamente parece considerarse a veces.

Deben considerarse de manera explícita al menos los siguientes mecanismos de daño:

- *Agrietamiento transversal*, tanto por asentamientos diferenciales como por otras causas;
- *Pérdida de bordo libre* por densificación de la cimentación;
- *Rotura de conductos enterrados*;
- *Daño por desplazamientos en fallas geológicas*, y por derrumbes de laderas (desbordamiento, obstrucción o daños estructurales a obras de toma, vertedoras o la cortina, etc).

4.1.1.4.1 Deslizamiento o distorsiones

Dependiendo de las características mecánicas de la cortina y la cimentación, de la zonificación de los materiales en la misma y de la localización de zonas de debilidad en esta, los deslizamientos por cortante pueden implicar desde una ligera distorsión de los taludes del terraplén hasta la traslación masiva de una gran parte de la cortina figura 4.3.

En terraplenes con zonas exteriores granulares puede ocurrir rodamiento progresivo de las partículas superficiales, individualmente o en capas delgadas. Por ensayos en modelos, se sabe que este tipo de daño suele iniciarse con el desplazamiento de unas pocas partículas superficiales, el cual desencadena un deslizamiento de extensión creciente en una capa superficial. Una vez iniciado, el movimiento se detiene hasta que el talud alcanza cierto ángulo con la horizontal. Este depende de la intensidad de la excitación dinámica,

pero siempre es menor que el ángulo de reposo, el cual a su vez puede ser inferior al ángulo de fricción interna del material bajo presiones pequeñas.

Si la distorsión por cortante es de cierta proporciones, el resultado final puede ser la destrucción de la presa, sea por debilidad de la porción remanente o porque el cambio de geometría permita desbordamiento, con la consecuente erosión de la cortina.

La falla puede ser catastrófica cuando ocurre licuación o pérdida de resistencia de la cimentación ante la acción sísmica.

A este respecto, debe considerarse que las condiciones que hacen prácticamente imposible el deslizamiento masivo de la cortina en condiciones estáticas, no necesariamente operan en el caso de un sismo. En efecto, bajo este tipo de excitación, al empuje hidrostático del embalse se suman las fuerzas de inercia y el empuje hidrodinámico, mientras que las fuerzas resistentes pueden verse reducidas por la pérdida progresiva de resistencia de un material sensible a la carga cíclica.

El mecanismo que se muestra en la figura 4.3d, debe analizarse en los casos de cimentaciones débiles o susceptibles a la pérdida de resistencia o al incremento de presión de poro bajo la combinación de cargas sostenidas y cíclicas. Al hacerlo, la presión hidrostática, las fuerzas de inercia de la cortina y la presión hidrodinámica deben combinarse mediante la suma de sus máximos respectivos. La probabilidad de este tipo de falla seguramente es afectada, en presas sobre boquillas estrechas, por efectos de arqueo sobre los empotramientos.

En cortinas y cimentaciones constituidas por materiales que no pierden resistencia bajo carga cíclica o ante grandes deformaciones, la distorsión por cortante durante el sismo probablemente ocurra por acumulación de pequeños incrementos.

En efecto, cuando las fuerzas actuantes tienen su máximo valor, el factor de seguridad (en el sentido clásico del análisis límite) puede alcanzar, por fracciones de segundo, valores menores que la unidad, por lo que la masa en condiciones críticas se acelera y desliza hasta recuperar el equilibrio al invertirse el sentido de las sollicitaciones transitorias y así sucesivamente.

Si esa acumulación de deformaciones no reduce más allá de cierto valor la resistencia del suelo, el talud será estable después del sismo y, solo habrá sufrido distorsión, figura 4.3a

cuya magnitud estará fuertemente afectada no solo por la intensidad del sismo, sino también por su duración.

Si por lo contrario, la variación cíclica de los esfuerzos deteriora la resistencia de los materiales involucrados, el deslizamiento puede continuar después por gravedad, desencadenando eventualmente una falla completa de talud figura 4.3b.

Un sismo también puede ser responsable indirecto de fallas por deslizamiento, por ejemplo en cortinas homogéneas que desarrollan grietas longitudinales en las que se puede acumular agua de lluvia, cuyo empuje incrementa las fuerzas actuantes, o en presas que sufren agrietamiento transversal u otro tipo de daño que incremente el gasto de filtración, con los cambios consecuentes en el peligro de erosión interna.

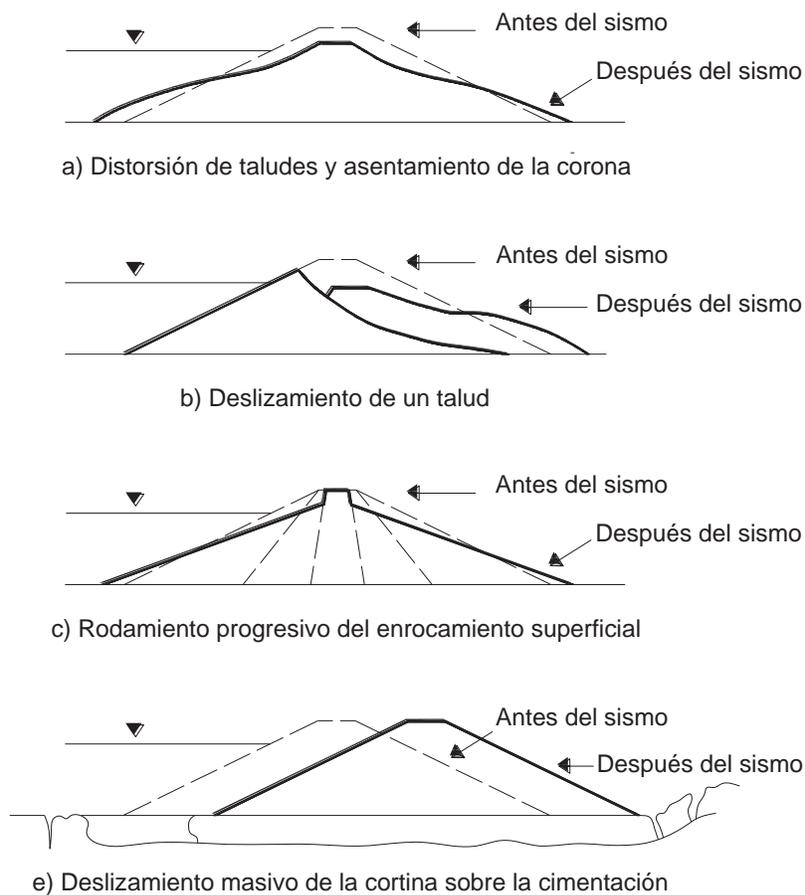


Figura 4.3. Daños por deslizamiento. (Marsal y Resendiz (1983))

4.1.1.4.2 Agrietamiento Longitudinal

El agrietamiento longitudinal generalmente no obedece a un mecanismo independiente, sino que es un efecto secundario de fallas o distorsiones de corte.

El agrietamiento longitudinal implica riesgos mayores en las presas de corazón impermeable inclinado, pues en ellas tales grietas cortarían el corazón. Si bien en ese tipo de cortinas la vibración desfasada del corazón y los taludes es menos probable, hay otro mecanismo capaz de originar agrietamiento longitudinal: el asentamiento diferencial de la cortina, lo cual es posible, sobre todo en cimentaciones muy deformables. Las deformaciones diferenciales pueden ser transitorias, producidas por el arribo no simultáneo de las ondas sísmicas a los distintos puntos de la base; o permanentes, originadas por compactación diferencial de la cimentación durante el sismo.

En presas de sección homogénea o con corazón impermeable muy inclinado, un cuarto mecanismo que podría causar agrietamiento longitudinal sería la flexión, producida por el componente horizontal del sismo normal al eje de la cortina. Durante la parte más intensa del sismo se generan en uno y otro talud, alternativamente, esfuerzos de tensión hasta profundidades de un tercio de la altura de la presa. En presas de mayor altura, o con periodos naturales más próximos al predominante del sismo, las zonas de tensión podrían ser más extensas y más profundas figura 4.4.

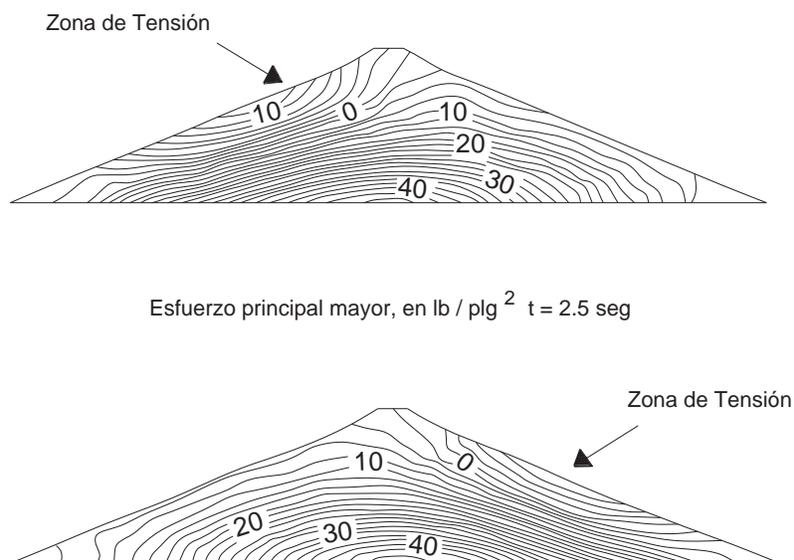


Figura 4.4. Ejemplo de distribución de esfuerzos y zona de tensión en una cortina (Marsal y Resendiz (1983))

4.1.1.4.3 Agrietamiento transversal

Las observaciones en prototipos indican que la causa más común de agrietamiento transversal durante sismos no es diferente de la que genera esas grietas bajo peso propio: el asentamiento diferencial.

Otra causa de agrietamiento transversal pueden ser la vibración fuera de fase de diversas zonas de la cortina, o de esta y las laderas; la alternancia de compresión y extensión en el viaje de ondas longitudinales a lo largo de la cortina, y la deflexión horizontal desigual de la cresta. De estos modos de agrietamiento, al menos los dos primeros se han observado en prototipos y del último solo puede decirse que es teóricamente posible, sobre todo porque tanto las aceleraciones máximas de respuesta como la flexibilidad crecen hacia la corona.

Las aceleraciones sísmicas, al actuar sobre el embalse, generan oscilaciones del agua almacenada. Se ha especulado sobre la posibilidad de que la amplitud de tales oscilaciones representen un peligro de desbordamiento. Esto parece poco probable, en vista de que los periodos de las excitaciones sísmicas son siempre mucho menores que los naturales de los embalses (aun de los más pequeños), y que la duración de los sismos no es suficientemente larga para generar una serie de oscilaciones del embalse en fase con las del sismo. Ambos hechos prácticamente eliminan la posibilidad de grandes amplificaciones del movimiento.

Uno de los ejemplos de desbordamiento por oscilación del embalse ocurrió en la presa Bear Gulch, California, de sección homogénea constituida por arcilla de plasticidad media, compactada. Según la descripción de Ambraseys (1960) durante el sismo de San Francisco, 1906 pasaron sobre la corona de esa presa olas de aproximadamente 8 m de altura, sin causar daños.

El otro caso es el de la presa Hebgen, Nevada. Durante el sismo que la afectó (1959), ocurrieron oscilaciones del embalse con componente máximo hacia la cortina, dando lugar a cambios de nivel del agua de mas menos 3m, con periodos de 10 a 20 min. El fenómeno duró varias horas, y al menos cuatro ondas desbordaron la presa con láminas de agua alrededor de 1 m sobre la corona. Los daños atribuibles al desbordamiento fueron insignificantes. Lo más probable es que fueron los movimientos de acomodo del fondo del embalse, y no las aceleraciones sísmicas, los que provocaron la oscilación.

4.1.1.4.4 Rotura de conductos enterrados

Los conductos enterados que suelen usarse en presas de tierra son generalmente de concreto. Considerando que este material es mucho más rígido y de falla más frágil que los suelos, su rotura puede ocurrir a causa de deformaciones, permanentes o transitorias, que podrían ser inofensivas para el resto de la estructura de la presa.

El daño más común en conductos, durante un sismo, es su rotura por elongación, pues ocurre en La zona de extensión de la base o la cimentación del terraplén.

4.1.1.4.5 Desplazamiento de fallas

Es posible imaginar al menos dos situaciones de una presa en las que el desplazamiento de una falla geológica sería causa de daños: cuando la cortina está desplantada sobre la falla y cuando esta corta el vaso. En el primer caso, el movimiento de la falla sometería la cortina a cizallamiento figura 4.5, cualquiera que fuese la dirección y el sentido del desplazamiento relativo; en el segundo, de ocurrir desplazamiento vertical, habría un movimiento diferencial entre la cortina y una porción del vaso, que sería crítico si el desplazamiento relativo de la cortina fuese hacia abajo figura 4.6.

Además de desplazamientos súbitos (generadores de sismos), a lo largo de las fallas geológicas suele ocurrir desplazamiento secular lento, pero sostenido (creep). Este componente del desplazamiento de una falla seguramente es tanto más importante cuanto más plástico (o menos frágil) es el comportamiento de los materiales en la superficie de desplazamiento.

En orden de riesgo decreciente, en el sitio de proyecto de una presa pueden encontrarse fallas geológicas de los siguientes tipos:

- Grandes fallas (decenas de kilómetros de longitud) con evidencia geológica de actividad reciente
- Grandes fallas con datos geológicos dudosos acerca de su actividad
- Fallas menores (pocos kilómetros de longitud, a lo sumo) con evidencia de actividad reciente

- Grandes fallas con evidencias claras de inactividad en periodos geológicos recientes
- Fallas menores con evidencias de inactividad en periodos geológicos recientes.

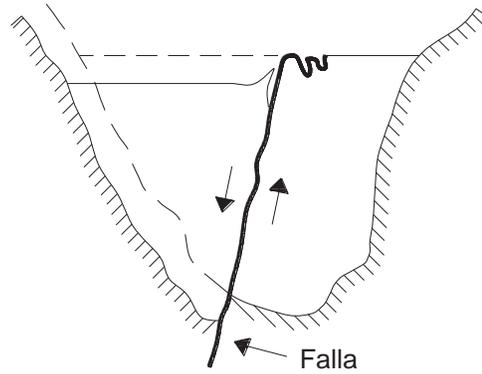
Los periodos de recurrencia de grandes desplazamientos en las fallas más activas son del orden de siglos, y la práctica usual consideraría no aconsejable desplantar una cortina sobre fallas de al menos las tres primeras categorías. Por tanto, la probabilidad de daños directamente atribuibles a desplazamientos en fallas geológicas puede considerarse baja.

4.1.1.4.6 Derrumbe de ladera

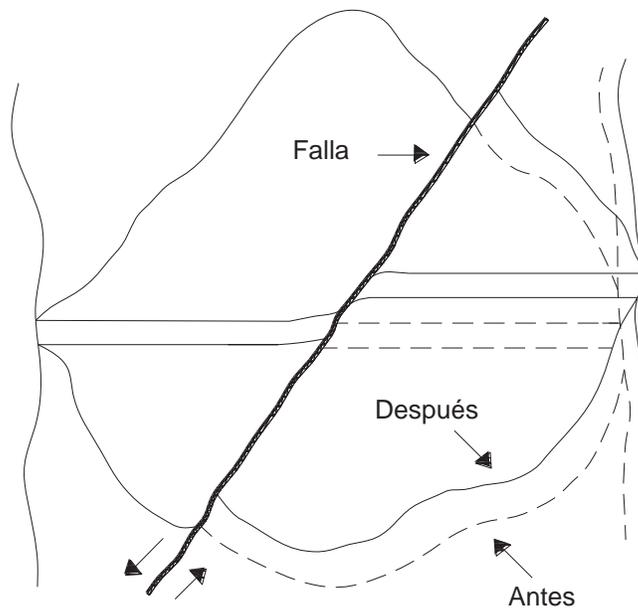
Los derrumbes o deslizamientos en las riberas de un vaso pueden causar daño si inciden directamente sobre una estructura (cortina, obra de toma, vertedor, etc) o si generan en el embalse olas capaces de desbordar la cortina.

Estos movimientos de grandes masas de suelo o roca son desencadenados por reducción de resistencia o por incremento de las fuerzas actuantes. Los sismos pueden ser agentes del primer fenómeno y siempre lo son del segundo.

El fenómeno es modelable, y la combinación de procedimientos experimentales y analíticos puede conducir a una buena estimación de las características del oleaje. Los deslizamientos en embalses abiertos pueden generar una ola inicial negativa (depresión) al concurrir el agua al hueco dejado por la masa deslizante. En estos casos la onda positiva que sigue puede ser mayor que la generada al frente del deslizamiento.



a) Falla con desplazamiento vertical



a) Falla con desplazamiento horizontal

Figura 4.5. Cizallamiento de cortina por falla geológica. (Marsal y Resendiz (1983))

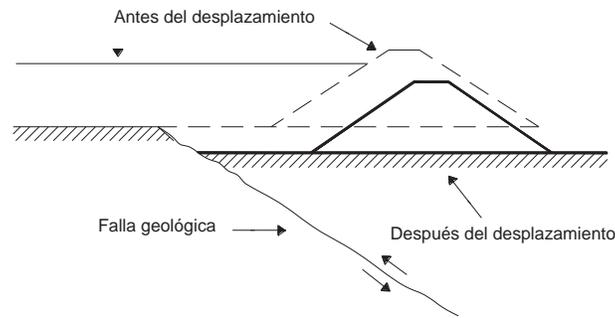


Figura 4.6. Levantamiento relativo del fondo del vaso por falla geológica con desplazamiento vertical.

4.1.1.5 Cálculo de la fuerza sísmica

Puede ser en masa de concreto o en masa de agua. Para determinar el coeficiente sísmico α se puede recurrir al manual de diseño por sismo de la CFE. En este manual, la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas, que a su vez se subdividen de acuerdo al tipo de terreno, es decir, terreno firme, terreno de transición y terreno compresible. En esta tabla 4.1, el coeficiente α se denota por la letra C.

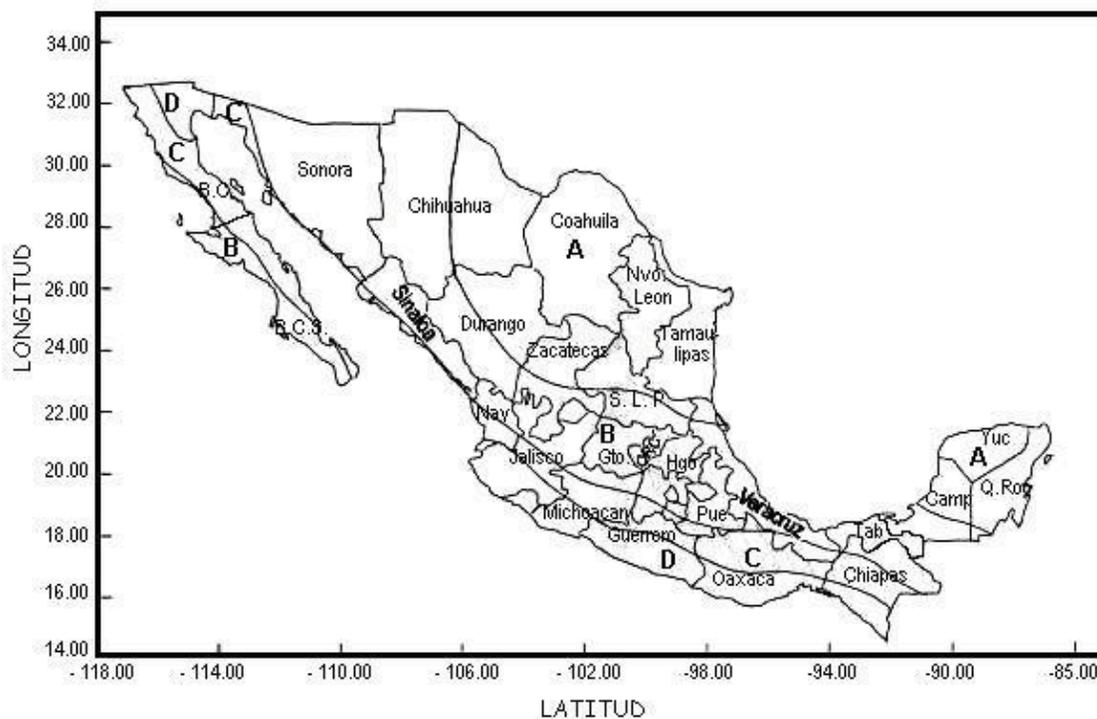


Figura 4.7. Regionalización Sísmica de la República Mexicana. CFE

Zona sísmica de la República Mexicana	Tipo de suelo	a_0	C	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona A	I (Terreno Firme)	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II (Terreno de Transición)	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III (Terreno Compresible)	0.05	0.20	0.6	2.5	1
Zona B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
Zona C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
Zona D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 4.3. Coeficiente para el diseño por sismo, CFE.

Donde:

- a Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.
- a_0 Valor de a que corresponde a $T = 0$.
- C Coeficiente sísmico.
- T Periodo natural de vibración de la estructura, en segundos.
- T_a, T_b Periodos característicos de los espectros de diseño, en segundos.

4.1.1.5.1 Cálculo de la fuerza sísmica en la Masa de agua.

El efecto de la fuerza sísmica en el volumen de agua se calcula con la expresión:

$$S_{agua} = C\alpha\gamma h^2 \quad 4.4$$

Donde:

- γ Peso específico del agua.
- h Altura de la columna de agua.
- α Coeficiente sísmico.
- C Coeficiente de la distribución y magnitud de las presiones.

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

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

$$C = \frac{1}{2} C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad 4.5$$

Donde:

- C_m Valor máximo de C para un talud constante dado, se obtiene de la figura 4.8.
- h Profundidad total del vaso.
- y Distancia debajo de la superficie.

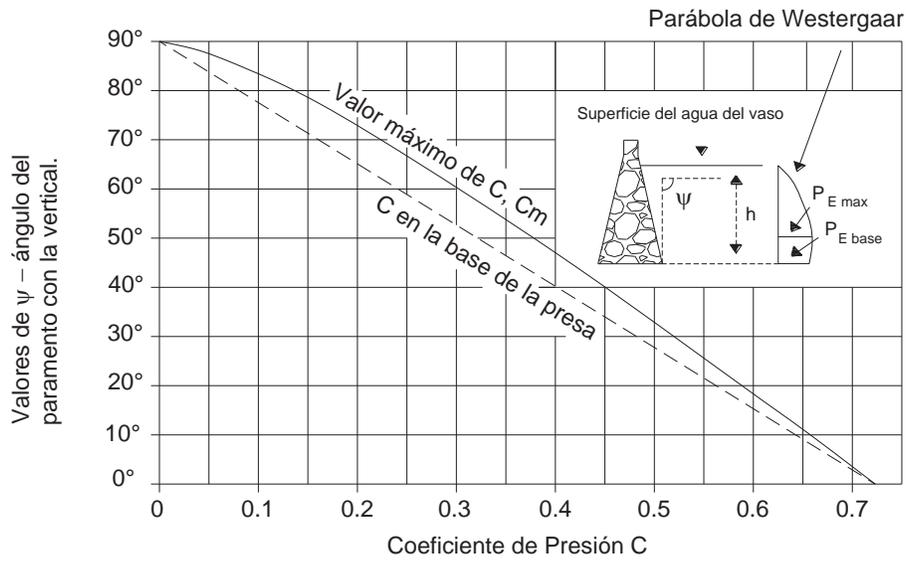


Figura 4.8. Parábola de Westergaard. Coeficientes para las presiones de la base y para las máximas para paramentos de talud constante

También se puede emplear la gráfica mostrada en la figura 4.9

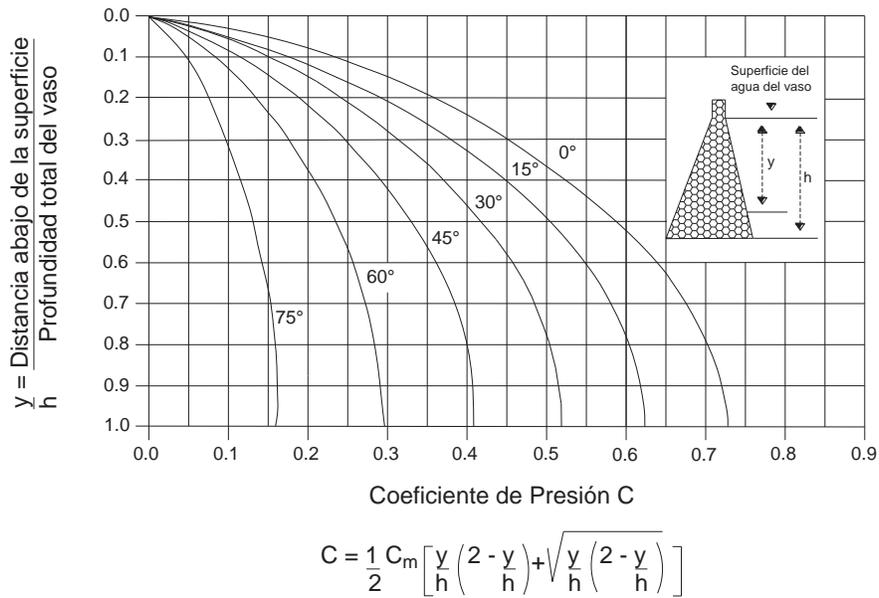


Figura 4.9. Obtención del valor del coeficiente C

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

$$\bar{Y} = 0.412h \quad 4.6$$

4.1.1.5.2 Cálculo de la fuerza en masa de concreto.

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

$$S_{concreto} = W\alpha \quad 4.7$$

Donde:

- α Coeficiente sísmico.
- W Peso propio en condiciones ordinarias.

4.2 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad debe considerar lo siguiente:

- Volteo.
- Deslizamiento.
- Revisión de esfuerzos.
- Agrietamiento.

A continuación se explicará de manera breve cada uno de estos puntos.

4.2.1 Revisión de volteo

Existe una tendencia en las presas a volcarse girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la arista de aguas abajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, sin la subpresión, excede a la subpresión en ese punto, se considera que la presa es segura contra el volteo con un amplio factor de seguridad. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculado sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta supuesta aumenta mucho la tendencia en la presa a voltearse con relación al paramento de aguas abajo, si la reacción es menor que el esfuerzo tolerado de la cimentación, se considera presa segura contra el vuelco.

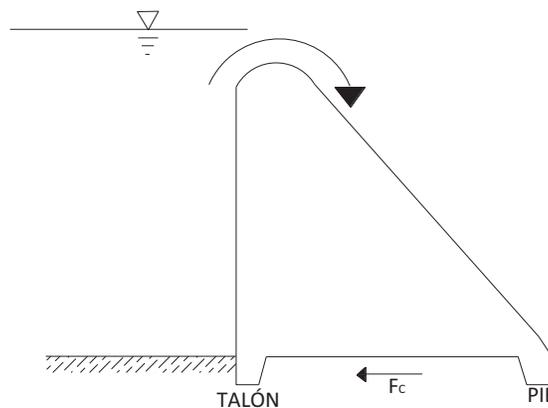


Figura 4.10. Tendencia al giro alrededor de la obra civil por la acción de las fuerzas actuantes

4.2.2 Revisión de deslizamiento

Los empujes hidrostáticos tienden a desplazar la presa en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan la fuerza de fricción y la resistencia al corte. Es decir:

$$\text{Fuerza de fricción} \geq \text{Empuje Hidrostático}$$

Esta relación se traduce como:

$$F_C > FS \quad 4.8$$

Donde:

F_C Fuerza cortante.

FS Factor de seguridad.

El Factor de seguridad (FS) toma los diversos valores dependiendo de las condiciones de carga, así tenemos que:

FS	Condiciones de Carga
3	Ordinarias
2	Extraordinarias
1	Extremas

La fuerza cortante (F_C) se calcula como:

$$F_C = \frac{CA + \sum N \tan \phi}{|\sum \text{Fuerzas Horizontales}|} \quad 4.9$$

Donde:

C Cohesión del concreto. $C = 0.1f'_c$.

ϕ Ángulo de fricción interna del concreto a 45°.

A Área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel z cualquiera al que se está realizando el análisis.

N Fuerzas normales.

4.2.3 Revisión de agrietamiento

Cuando la subpresión es mayor que los esfuerzos efectivos en el extremo aguas arriba del cimacio, se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que los esfuerzos efectivos y la subpresión son iguales, a partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya el cimacio y esto se comprobará cuando:

$$\sigma_{zu} < f'_t \quad 4.10$$

Donde:

- σ_{zu} Esfuerzo mínimo.
 f'_t Resistencia del concreto a la tensión.

4.2.4 Esfuerzos permisibles

Los esfuerzos de compresión generados en una presa de gravedad por las fuerzas primarias son muy bajos, rara vez exceden 2.0, 3.0 MNm⁻², excepto en las estructuras grandes. No obstante, se recomienda un factor de seguridad, con respecto a la resistencia de compresión mínima especificada para el concreto. El USBR en 1976, relaciono los valores recomendados del factor de seguridad con la combinación de cargas aplicadas.

A continuación se muestra el empleo de las ecuaciones usadas para la revisión de los esfuerzos actuantes en la obra civil.

La resistencia última del concreto (90 días a 2 años) se calcula como $1.75f'_c$.

El USBR recomienda para los esfuerzos a compresión:

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{FS} \quad 4.11$$

Los esfuerzos mínimos (σ_{zu}) se calculan como:

$$\sigma_{zu} = p * \gamma H - \frac{f'_t}{FS} \quad 4.12$$

$$f'_t = 0.05(1.75f'_c) \quad 4.13$$

Donde:

- f'_t Resistencia última a la tensión del concreto y se calcula en función de la resistencia última del concreto.
 $p *$ Término de reducción de Subpresiones que toma el valor de 1 si no hay drenes y 0.4 si los hay.

γH Subpresión máxima.

FS Factor de seguridad.

4.2.5 Esfuerzos de compresión y tensión

Se puede presentar una falla de los materiales cuando los esfuerzos que se estén trabajando, sean mayores que los especificados como admisibles para ellos.

Por lo tanto, esta falla se evitará verificando que en cualquier sección de la estructura, se tengan esfuerzos menores que los permisibles. Particularmente, en el plano que se desplante de la estructura, se deberán tener esfuerzos de compresión solamente, ya que el terreno no admite tensiones. Este se consigue haciendo que la resultante de las cargas pase por el tercio medio de la base de sustentación.

Hay que recordar que, para un muro cualquiera, el esfuerzo, debido a un sistema de cargas horizontales y verticales está dado por:

$$\sigma = \pm \frac{M}{I}y + \frac{N}{A} \quad 4.14$$

Donde:

N Fuerzas normales.

A Área de contacto con la cimentación.

M Momento actuante.

I Momento de inercia.

y Distancia al punto de interés.

σ Esfuerzo de compresión si se considera el signo positivo, de tensión si se considera el signo negativo.

Se obtienen los esfuerzos máximos y mínimos que obran sobre la estructura. si el esfuerzo tiene signo positivo, quiere decir que la estructura está sometida a esfuerzos de compresión, si el signo es negativo entonces están actuando esfuerzos de tensión. Estos

esfuerzos son los actuantes, para garantizar la seguridad de la estructura se debe cumplir que:

$$\text{Esfuerzo actuante} < \text{Esfuerzo permisible}$$

Para calcular estos esfuerzos permisibles se tiene que calcular la resistencia de los materiales de los cuales se conforma la estructura.

En ocasiones las cortinas de mampostería resultan con esfuerzos de tensión lo cual teóricamente no se deben de permitir, no obstante por razones prácticas, se admitirán estas tensiones siempre y cuando no rebasen un valor igual al 10% de la compresión de la mampostería.

La Resistencia del concreto se determina con el producto de:

$$\sigma * FS \qquad 4.15$$

Donde:

σ Esfuerzos máximos y mínimos.

FS Factor de seguridad que depende de las condiciones bajo las cuales se haga el análisis.

Para obtener la resistencia de los materiales graduados se deben hacer todas las pruebas de laboratorio pertinentes de la mecánica de suelos para determinar su resistencia, dependiendo del tipo de material del que se trate.

Capítulo 5

Aplicación

Presa Maximiliano R. López

5 Aplicación. Presa Maximiliano R. López (Bachoco).

5.1 Generalidades.

- ***Localización geográfica.***

La presa Maximiliano R. López (Bachoco) está ubicada sobre el arroyo del mismo nombre, afluente del río Yaqui, en el sitio de coordenadas 27°34' de latitud norte y 109° 48' de longitud oeste de Greenwich, a unos 5 km al noreste de la localidad de Esperanza, en el municipio de Cajéme del estado de Sonora.

- ***Vías de comunicación.***

Partiendo de ciudad Obregón con destino a la presa Bachoco, se sigue un camino de terracería de 13 km de longitud transitable en todo tiempo que conduce al sitio. A su vez, Ciudad Obregón cuenta con toda clase de medios de comunicación y transporte que la enlazan con los sitios nacionales.

- ***Finalidad y breve descripción de la obra.***

La presa se destina a controlar el régimen del arroyo Bachoco para proteger contra inundaciones a la población de Esperanza y a una porción de terrenos del Distrito de Riego del Río Yaqui, así como a regar un área que queda fuera del perímetro de dicho distrito y fines de agostadero.

La cortina es del tipo de materiales graduados y tiene 24.50 m de altura total, 730.00 m de longitud y 6.00 m de ancho en la corona, que se encuentra a la elevación 109.70 m, con un tramo de sección de gravedad de concreto de 94.00 m de longitud, situado en el extremo izquierdo, donde está alojada la obra de excedencias. La sección está constituida por un corazón de material impermeable compactado, de 5.00 m de ancho en la parte superior y taludes de 0.6:1 en ambos lados, con zonas de transición (filtros) de grava y arena de 3.00 m de espesor, confinados mediante respaldos de rezaga con taludes de 1.75:1 de la corona a la elevación 105.70 m y 2:1 hasta el fondo. La zona de material impermeable y los filtros se prolongan hacia abajo rellenando una trinchera que en la zona del cauce tiene 5.00 m de profundidad, 35.00 m de ancho en la plantilla y taludes de 0.5:1, desde la que se realizaron los trabajos de impermeabilización.

La obra de excedencias está ubicada en el extremo izquierdo de la cortina y consiste en un vertedor del tipo de cresta libre, recta en planta y con perfil en cimacio tipo Creager, alojado en el tramo de la cortina de 94.00 m de longitud con sección de gravedad de concreto que tiene 13.70 m de altura, 2.00 m de ancho en la corona y talud vertical desde la corona hasta la elevación 105.40 m y 0.1:1 desde esta elevación hasta el fondo, en el lado de aguas arriba, y vertical desde la corona hasta la elevación 106.40 m y 0.75:1 hasta el fondo, en el lado de aguas abajo.

La sección cuenta con dos orificios de 1.50 por 1.50 m, con su umbral a la elevación 98.20 m, ubicados abajo de la cresta vertedora. En el lado de aguas arriba la sección se prolonga mediante un dentellón que penetra 2.00 m en la roca y tiene 1.00 m de espesor. El resto de la sección está desplantada sobre una capa de concreto ciclópeo de 2.00 m de espesor. La sección vertedora se prolonga hacia aguas abajo por medio de una rápida de 190.00 m de longitud, de sección trapecial con ancho de plantilla variable de 24.00 a 15.00 m y taludes de 0.5: 1, revestida de concreto, que remata en un deflector de concreto armado, de 4.66 m de radio, anclado en la roca mediante un dentellón de 3.00 m de profundidad.

Debido al doble uso que tiene asignado esta presa y teniendo en cuenta que su capacidad para riego es de 2.77 millones de m^3 , que se captan a la elevación 98.20 m, en la que están alojados los orificios mencionados, al alcanzar el agua cierto nivel, desalojan un gasto de 40.00 m^3/s . Para controlar las avenidas se ha previsto un sobrealmacenamiento de 10.00 millones de m^3 que alcanza un nivel de 105.20 m, que se adoptó para la cresta del vertedor de 12.00 m de longitud, que en combinación con los orificios permite desalojar un gasto de 244 m^3/s , suficiente para regularizar una avenida de diseño de 350 m^3/s .

Dispone asimismo de una obra de toma del tipo de tubería de presión, situada en el lado derecho de la cortina cerca del cauce, con capacidad de diseño de 2.31 m^3/s y de un dique de materiales graduados de 175.00 m de longitud y 10.70 m de altura que cierra el puerto del lado derecho. La presa tiene una capacidad total de 20.90 millones de m^3 .

- **Hidrología.**

- Región hidrológica: Núm. 9 Sonora Sur. Cuenca del río Yaqui.
- Área de la cuenca del arroyo Bachoco hasta la boquilla: 170 km^2
- Ecurrimiento medio anual: 4,545,456 m^3

No se dispone de datos observados. El escurrimiento se determinó en función de la precipitación ocurrida en la cuenca en el período 1969-1978 y un coeficiente de escurrimiento.

- **Datos de Operación.**

- Gastos:
 - Avenida de diseño: 350 m³/s
 - Período de retorno: 500 años
- Capacidades de almacenamiento:

Capacidad	Almacenamiento millones de [m ³]	Elevación [m]
Azolves	0.23	92.00
Conservación	2.77	98.20 NAMIN
Regulación	10.00	105.20 NAMO
Superalmacenamiento	7.90	109.15 NAME
Total	20.90	

Tabla 5.1. Capacidades de almacenamiento

- Bordo libre: 0.55 m.
- Área de embalse: 73 ha al NAMO, 300 ha al NAME.
- Sismología. La región está situada en una zona en la que los sismos son raros o desconocidos.

5.2 Cálculo de la altura de la cortina.

Para calcular la altura de la cortina es necesario determinar la elevación del NAMIN, NAMINO, NAMO, NAME y el Bordo Libre, la suma de estos dos datos es la altura de la cortina. La determinación se trató en el subcapítulo 2.5. En este trabajo solo se calcularán la altura del NAME y Bordo libre.

5.2.1 Altura del volumen de superalmacenamiento.

Se obtiene con el desarrollo del tránsito de avenidas el cual fue desarrollado en el subcapítulo 2.5.1.4.1. Para realizar el tránsito es necesario conocer el gasto de diseño para un periodo de retorno de 500 años. Para este propósito se deberá conocer primero la altura de precipitación para generar el hidrograma de respuesta.

5.2.1.1 Cálculo de la altura de precipitación para T = 500 años

Ya que no se tienen registros propios de precipitación se utilizaron técnicas de regionalización para determinar cuál de las estaciones ubicadas alrededor de la zona de estudio era la que representaba las condiciones meteorológicas e hidrológicas del sitio de interés. En este caso la estación ubicada en Batacosa, Quiriego con coordenadas 27°32' de latitud norte y 109°48' de longitud oeste de Greenwich resulto la más adecuada.

Los registros de esta estación abarcan los años 1966 a 1986. Los datos de precipitaciones se muestran en la tabla 5.2.

Año	PRECIPITACIONES [mm]												Promedio
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	
1966	0.10	35.80	0.00	0.00	0.00	0.00	130.50	137.00	114.10	0.00	0.00	19.50	36.4167
1967	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.50	125.10	134.10	36.50	19.10	34.83	34.83	34.8300
1968	48.00	54.50	49.60	18.50	0.00	0.00	137.90	81.10	60.50	46.26	46.26	12.50	46.2600
1969	20.50	43.00	0.00	43.16	0.00	0.00	97.20	167.80	43.16	23.00	17.00	63.10	43.1600
1970	0.10	0.00	9.00	3.50	0.00	7.50	186.00	93.50	117.00	0.00	0.00	18.00	36.2167
1971	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.50	150.00	100.50	104.00	111.00	22.50	11.50	43.1667
1972	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.10	142.50	179.60	30.00	125.00	11.50	40.50	47.5167
1973	24.00	44.00	9.60	0.00	0.00	0.00	148.10	164.00	51.00	0.00	0.00	0.00	36.7250
1974	2.50	0.00	11.50	0.00	0.00	0.00	194.50	191.60	132.00	45.00	91.00	1.00	55.7583
1975	8.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	182.00	156.00	152.60	0.00	19.50	0.00	43.1833
1976	11.00	25.00	0.00	0.00	0.00	60.50	102.50	109.50	137.50	0.00	21.50	0.00	38.9583
1977	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	98.50	168.50	20.50	4.50	0.00	0.00	25.3333
1978	0.00	50.00	10.50	0.00	0.00	21.50	46.50	97.00	94.00	80.00	8.50	59.50	38.9583
1979	70.00	10.00	0.00	0.00	17.50	0.00	86.70	98.90	54.50	0.00	0.00	0.00	28.1333
1980	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	167.00	362.50	94.50	47.50	9.50	0.00	57.1250
1981	55.44	55.44	55.44	28.50	6.50	0.00	222.50	72.10	144.40	25.00	0.00	0.00	55.4444
1982	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	298.50	204.50	69.50	0.00	73.70	104.50	65.0583
1983	35.00	48.00	87.00	12.70	0.00	0.00	191.00	160.00	179.50	101.00	26.50	10.50	70.9333
1984	71.70	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	373.00	175.00	143.70	52.50	16.50	162.00	83.1583
1985	81.00	0.00	17.50	31.50	0.00	0.00	178.00	93.00	131.00	56.95	37.50	56.95	56.9500
1986	39.69	39.69	1.10	2.00	0.00	64.00	117.50	101.60	30.10	1.20	39.69	39.69	39.6875

Tabla 5.2 Precipitaciones de la estación de referencia

- ***Análisis de las distribuciones de probabilidad.***

Las funciones utilizadas fueron: Normal (ecuación 1.33), Log normal (ecuación 1.39), Exponencial de dos parámetros (ecuación 1.52) y Gumbel (ecuación 1.45). El desarrollo matemático se plantea en el subcapítulo 1.6.2. Los resultados de cada función se presentan en las tablas 5.3 a 5.6.

H_p [mm]	T	$1/T$	x	$(\hat{x}_i - x_i)^2$
83.158	22.000	0.045	76.711	41.565
70.933	11.000	0.091	66.799	17.094
65.058	7.333	0.136	61.001	16.466
57.125	5.500	0.182	56.887	0.057
56.950	4.400	0.227	53.695	10.592
55.758	3.667	0.273	51.088	21.810
55.444	3.143	0.318	48.884	43.043
47.517	2.750	0.364	46.974	0.294
46.260	2.444	0.409	45.290	0.941
43.183	2.200	0.455	43.783	0.360
43.167	2.000	0.500	42.420	0.557
43.160	1.833	0.545	41.176	3.937
39.688	1.692	0.591	40.031	0.118
38.958	1.571	0.636	38.971	0.000
38.958	1.467	0.682	37.985	0.948
36.725	1.375	0.727	37.062	0.113
36.417	1.294	0.773	36.195	0.049
36.217	1.222	0.818	35.377	0.704
34.830	1.158	0.864	34.604	0.051
28.133	1.100	0.909	33.871	32.918
25.333	1.048	0.955	33.173	61.461
			$\Sigma=$	253.079

Tabla 5.3. Función Exponencial

Error estándar:

$$EE_{\text{exponencial}} = 3.650 \text{ mm}$$

<i>H_p</i> [mm]	<i>T</i>	<i>1/T</i>	<i>1-(1-T)</i>	<i>x</i>	$(\hat{x}_i - x_i)^2$
83.158	22.000	0.045	0.955	74.580	73.588
70.933	11.000	0.091	0.909	66.583	18.929
65.058	7.333	0.136	0.864	61.781	10.738
57.125	5.500	0.182	0.818	58.281	1.336
56.950	4.400	0.227	0.773	55.486	2.142
55.758	3.667	0.273	0.727	53.132	6.899
55.444	3.143	0.318	0.682	51.074	19.099
47.517	2.750	0.364	0.636	49.227	2.927
46.260	2.444	0.409	0.591	47.534	1.624
43.183	2.200	0.455	0.545	45.955	7.684
43.167	2.000	0.500	0.500	44.460	1.672
43.160	1.833	0.545	0.455	43.023	0.019
39.688	1.692	0.591	0.409	41.625	3.753
38.958	1.571	0.636	0.364	40.244	1.654
38.958	1.467	0.682	0.318	38.862	0.009
36.725	1.375	0.727	0.273	37.454	0.531
36.417	1.294	0.773	0.227	35.990	0.182
36.217	1.222	0.818	0.182	34.425	3.209
34.830	1.158	0.864	0.136	32.687	4.594
28.133	1.100	0.909	0.091	30.621	6.190
25.333	1.048	0.955	0.045	27.790	6.036
				Σ=	172.813

Tabla 5.4. Función Gumbel

Error estándar:

$$EE_{gumbel} = 3.016 \text{ mm}$$

<i>H_p</i> [mm]	<i>T</i>	<i>1/T</i>	<i>1-(1/T)</i>	<i>V</i>	<i>U_T</i>	<i>x</i>	$(\hat{x}_i - x_i)^2$
83.158	22.000	0.045	0.955	2.486	1.691	70.990	148.060
70.933	11.000	0.091	0.909	2.190	1.335	65.905	25.284
65.058	7.333	0.136	0.864	1.996	1.097	62.494	6.577
57.125	5.500	0.182	0.818	1.846	0.908	59.798	7.146
56.950	4.400	0.227	0.773	1.721	0.748	57.500	0.302
55.758	3.667	0.273	0.727	1.612	0.604	55.449	0.096
55.444	3.143	0.318	0.682	1.513	0.472	53.563	3.538
47.517	2.750	0.364	0.636	1.422	0.348	51.789	18.255
46.260	2.444	0.409	0.591	1.337	0.229	50.090	14.669
43.183	2.200	0.455	0.545	1.256	0.114	48.437	27.606
43.167	2.000	0.500	0.500	1.177	0.000	46.808	13.261
43.160	1.833	0.545	0.455	1.256	-0.114	45.179	4.077
39.688	1.692	0.591	0.409	1.337	-0.229	43.527	14.738
38.958	1.571	0.636	0.364	1.422	-0.348	41.827	8.231
38.958	1.467	0.682	0.318	1.513	-0.472	40.053	1.199
36.725	1.375	0.727	0.273	1.612	-0.604	38.167	2.081
36.417	1.294	0.773	0.227	1.721	-0.748	36.117	0.090
36.217	1.222	0.818	0.182	1.846	-0.908	33.818	5.752
34.830	1.158	0.864	0.136	1.996	-1.097	31.123	13.744
28.133	1.100	0.909	0.091	2.190	-1.335	27.712	0.178
25.333	1.048	0.955	0.045	2.486	-1.691	22.626	7.329
						Σ=	295.118

Tabla 5.5. Función Normal

Error estándar:

$$EE_{normal} = 3.941 \text{ mm}$$

H_p [mm]	T	$1/T$	$1-(1/T)$	V	UT	$\ln(x_i)$	$[\ln(x_i)-my]^2$	x	$(\hat{x}_i - x_i)^2$
83.158	22.000	0.046	0.955	2.486	1.691	4.421	0.380	73.004	103.103
70.933	11.000	0.091	0.909	2.190	1.335	4.262	0.209	65.906	25.276
65.058	7.333	0.136	0.864	1.996	1.097	4.175	0.138	61.535	12.412
57.125	5.500	0.182	0.818	1.847	0.908	4.045	0.058	58.287	1.351
56.950	4.400	0.227	0.773	1.721	0.748	4.042	0.057	55.654	1.680
55.758	3.667	0.273	0.727	1.612	0.604	4.021	0.047	53.405	5.538
55.444	3.143	0.318	0.682	1.513	0.472	4.015	0.045	51.417	16.218
47.517	2.750	0.364	0.636	1.422	0.348	3.861	0.003	49.615	4.402
46.260	2.444	0.409	0.591	1.337	0.230	3.834	0.001	47.948	2.848
43.183	2.200	0.455	0.546	1.256	0.114	3.766	0.002	46.380	10.218
43.167	2.000	0.500	0.500	1.177	0.000	3.765	0.002	44.885	2.951
43.160	1.833	0.546	0.455	1.256	-0.114	3.765	0.002	43.437	0.077
39.688	1.692	0.591	0.409	1.337	-0.230	3.681	0.015	42.017	5.428
38.958	1.571	0.636	0.364	1.422	-0.348	3.663	0.020	40.605	2.713
38.958	1.467	0.682	0.318	1.513	-0.472	3.663	0.020	39.182	0.050
36.725	1.375	0.727	0.273	1.612	-0.604	3.604	0.040	37.723	0.997
36.417	1.294	0.773	0.227	1.721	-0.748	3.595	0.044	36.199	0.047
36.217	1.222	0.818	0.182	1.847	-0.908	3.590	0.046	34.564	2.733
34.830	1.158	0.864	0.136	1.996	-1.097	3.551	0.064	32.739	4.371
28.133	1.100	0.909	0.091	2.190	-1.335	3.337	0.218	30.568	5.929
25.333	1.048	0.955	0.046	2.486	-1.691	3.232	0.327	27.596	5.119
					$\Sigma=$	79.886	$\Sigma=1.7377$	$\Sigma=$	213.460

Tabla 5.6. Función Lognormal

Error estándar:

$$EE_{lognormal} = 3.352 \text{ mm}$$

Analizando los resultados del error estándar de cada función, se concluye que la función que muestra un mejor ajuste es la función Gumbel con un error estándar de 3.0159 mm.

Con esta función se calculará la altura de precipitación para $T = 500$ años. Los resultados se muestran en la tabla 5.7.

T	$1/T$	$1 - (1 - T)$	x
500.000	0.0020	0.9980	109.655164

Tabla 5.7. Cálculo de h_p con la Función Gumbel

$$\begin{aligned} \bar{x} &= 46.8083 \text{ mm} & v &= 40.3730356 \\ S &= 14.30051466 \text{ mm} & \alpha &= 11.15006554 \end{aligned}$$

Por lo tanto la altura de precipitación para un periodo de retorno de 500 años es:

$$x = h_p = 109.655164 \text{ [mm]}$$

5.2.1.2 Cálculo del hidrograma de entrada para el tránsito de avenidas.

Para el cálculo del hidrograma de entrada se obtendrá el hidrograma unitario triangular utilizando el método de Chow (ecuación 1.12). Los datos son:

- Gasto de diseño= $350 \text{ m}^3/\text{s}$ (se trabajará en esta parte con el valor proporcionado como dato).
- Longitud del cauce = $6.505967 * 250,000 = 1,626,491.75 \text{ m} = 1,626.49175 \text{ km}$.
- Área de la cuenca = 170 km^2
- Pendiente del cauce = $\frac{\Delta E}{\text{longitud}} = \frac{(160-40)}{1626491.75} = 0.00007378$.

De acuerdo al área de la cuenca sabemos que se trata de una cuenca pequeña por ser menor de 250 m^2 .

Sabemos que el gasto unitario se obtiene de la ecuación:

$$q = \frac{Q}{hp} \quad \frac{m^3/s}{mm} \quad 5.1$$

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores del gasto de diseño y la altura de precipitación calculada para el periodo de retorno mencionado, el valor del gasto unitario que es:

$$q = \frac{350}{109.6551} = 3.191824 \quad m^3/s/mm$$

Empleando las ecuaciones del hidrograma unitario triangular para cuenca pequeña se construye el hidrograma de entrada.

El tiempo de concentración utilizando la ecuación 1.9:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{s^{0.385}} = 0.000325 \frac{1,626,491.75^{0.77}}{0.00007378^{0.385}} = 768.053 \text{ h}$$

El tiempo pico se calcula con la ecuación 1.19:

$$t_p = 1.1t_c = 1.1(768.053) = 844.8583 \text{ h}$$

La duración efectiva, según la ecuación 1.23, será:

$$d_e = t_c = 768.053 \text{ h}$$

El tiempo de retraso se calcula con la ecuación 1.21:

$$t_r = 0.6t_c = 0.6(768.053) = 460.8318 \text{ h}$$

El tiempo base se calcula con la ecuación 1.18:

$$t_b = 2.67t_p = 2.67(844.8583) = 2255.7716 \text{ h}$$

Finalmente, el hidrograma unitario para el tránsito de avenidas se muestra en la figura 5.1.

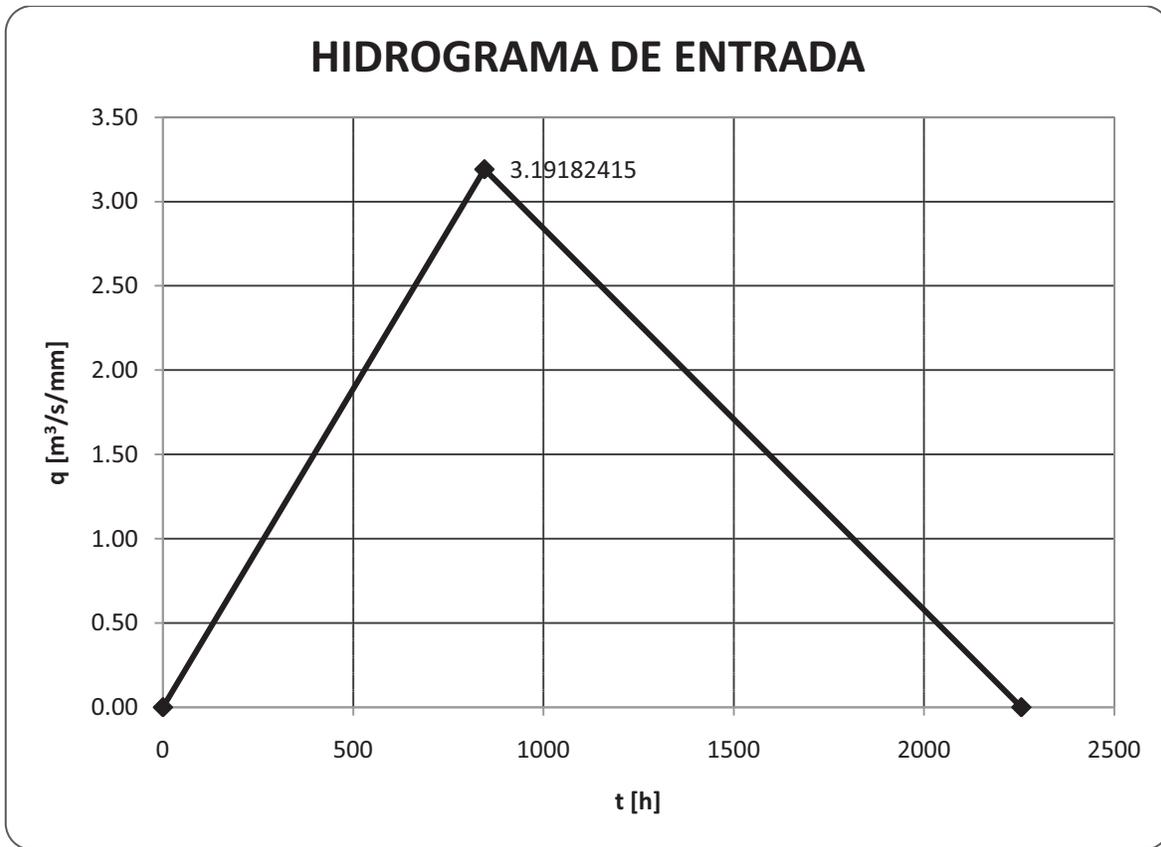


Figura 5.1. Hidrograma Unitario para el tránsito de avenidas

5.2.1.3 Altura del NAME.

Para calcular la altura del NAME y su volumen es necesario hacer el tránsito de avenidas en un vaso, para lo cual se utilizará el método semigráfico referido en el subcapítulo 2.5.1.4.1.

Para Realizar el tránsito de avenidas se necesita conocer la ley de descarga del vertedor (ecuación 3.8) por lo que primero se calculará el valor del coeficiente de descarga.

5.2.1.3.1 Coeficiente de descarga del vertedor.

Los datos necesarios para el cálculo del coeficiente de descarga son:

- $P = 7.6 \text{ m.}$
- $H_d = 3.95 \text{ m.}$
- $Q_d = 350 \text{ m}^3/\text{s}.$

Se calculará primero el coeficiente de descarga del vertedor con paramento vertical.

De la figura 3.17 y obteniendo la relación $\frac{P}{H_d}$

$$\frac{P}{H_d} = \frac{7.6}{3.95} = 1.924$$

El valor del coeficiente será:

$$C_0 = 2.175$$

De acuerdo a lo desarrollado en el subcapítulo 3.4.2 se procederá a realizar las correcciones pertinentes.

- **Corrección por trabajar con carga diferente a la de diseño.**

Primero se calculará la carga de trabajo, esto se hace determinando el tirante crítico para una sección trapecial. Se sabe que el ancho de plantilla es de 15 m y $k = 0.5$. De la geometría del vertedor trapecial:

$$Ac = by + ky^2 \quad 5.2$$

$$Bc = b + 2ky \quad 5.3$$

Utilizando la ecuación del régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc^3} \quad 5.4$$

Sustituyendo los valores de 5.2 y 5.3 en 5.4 se obtiene:

$$\frac{Q^2}{g} = 12,487.2579$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtendrá el valor del tirante crítico, la velocidad asociada a ese tirante y la carga de velocidad los resultados se presentan en la tabla 5.8.

y_c	A_c	B_c	A_c^3/B_c	V	$V^2/2g$
3.656	61.523	18.656	12482.384	5.689	1.650

Tabla 5.8. Cálculo del tirante crítico

Por lo que la energía crítica será:

$$H = y_c + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 5.306 \text{ m}$$

Se observa que la carga de trabajo es diferente a la de diseño por lo que se tendrá que hacer corrección del coeficiente.

Obteniendo la relación: $\frac{H}{H_d}$ y trabajando con la figura 3.18 se obtiene el valor de $\frac{C}{C_0}$.

$$\frac{H}{H_d} = \frac{5.306}{3.95} = 1.343$$

$$\frac{C}{C_0} = 1.04$$

$$\therefore C = 2.262$$

- **Corrección por trabajar ahogado.**

Para saber si trabaja ahogado, es necesario calcular los tirantes conjugados del salto hidráulico y el tirante normal en el río.

Planteando la ecuación de la energía desde y_c a y_2 , (figura 5.2) donde y_2 es el conjugado menor. Considerando las pérdidas como el 10% de la carga de velocidad.

$$7.6 + 3.656 + 1.650 = y_2 + \frac{V^2}{2g} + 0.1 \frac{V^2}{2g} \quad 5.6$$

$$12.906 = y_2 + \frac{Q^2}{2gA^2} + 0.1 \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$12.906 = y_2 + \frac{350^2}{19.62 * A^2} (1 + 0.1)$$

Con $b=15$ y $k=0.5$:

$$12.906 = y_2 + \frac{350^2}{19.62 * (15y_2 + 0.5y_2^2)^2} (1 + 0.1)$$

Por lo que:

$$y_2 = 1.560 \text{ m}$$

Para calcular el conjugado mayor del salto hidráulico se necesita conocer el número de Froude, el valor del mismo se muestra en la tabla 5.9.

y	A	P	Rh	B	Y	V	Fr
1.56	24.617	18.488	1.331	16.560	1.487	14.218	3.723

Tabla 5.9. Cálculo del número de Froude

De lo anterior el conjugado mayor del salto será igual a:

$$y_3 = 7.471 \text{ m}$$

Por último, se calculará el tirante normal en el río utilizando la formula de Manning, para lo cual: $b = 24\text{m}$, $n = 0.015$ (concreto), $s = 0.001$, $k = 0.5$.

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = \frac{350 * 0.015}{0.001^{1/2}} = 166.019 \quad 5.7$$

El resultado se presenta en la tabla 5.10.

y_n	A	P	Rh	$ARh^{2/3}$
4.52	78.015	25.107	3.107	166.125

Tabla 5.10. Cálculo del tirante normal

$$y_n = 4.52 \text{ m}$$

Como:

$$y_3 > y_n \therefore \text{salto barrido}$$

No se realiza corrección por ahogamiento ni por efecto de lavadero.

Por lo que el coeficiente final de descarga será igual a:

$$C = 2.262$$

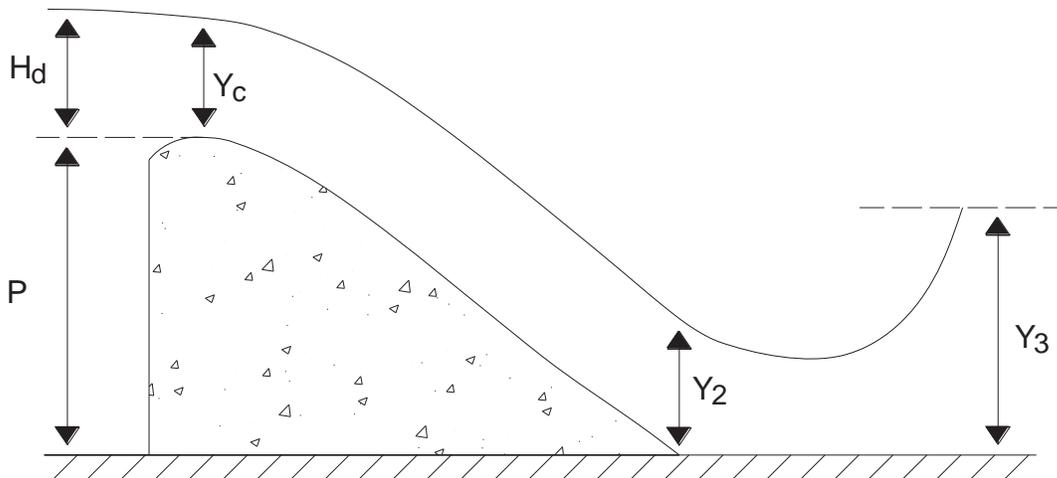


Figura 5.2. Cálculo de los tirantes conjugados del salto hidráulico

- **Tránsito de avenidas.**

Las ecuaciones empleadas del método semigráfico se plantean en el subcapítulo 2.5.1.4.1 y son las ecuaciones 2.1 y 2.6 respectivamente.

$$I - O = \frac{dV}{dt}$$

$$(I_i + I_{i+1}) + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i\right) = \left(\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}\right)$$

A continuación se obtendrá la curva elevaciones-capacidades y la ley de descarga del vertedor.

– Curva elevaciones-capacidades.

Para determinar la ecuación representativa de la curva elevaciones-capacidades del vaso, se utilizará la curva proporcionada en los datos de proyecto, utilizando las funciones de la hoja de cálculo Excel se obtendrá la ecuación que represente el comportamiento de dicha curva. En este caso, la línea de tendencia que más se ajustó fue la Potencial, cuya ecuación es:

$$Y = 55.62x^{0.0392} \qquad 5.8$$

VOLUMEN [m ³]	ELEVACIÓN [m.s.n.m]
230,000	92.00
1,000,000	95.00
3,000,000	98.20
4,500,000	100.00
10,000,000	103.70
13,000,000	105.20
15,000,000	106.00
19,000,000	108.00
20,900,000	109.15
23,000,000	110.00

Tabla 5.11. Valores de la Curva Elevaciones – Capacidades

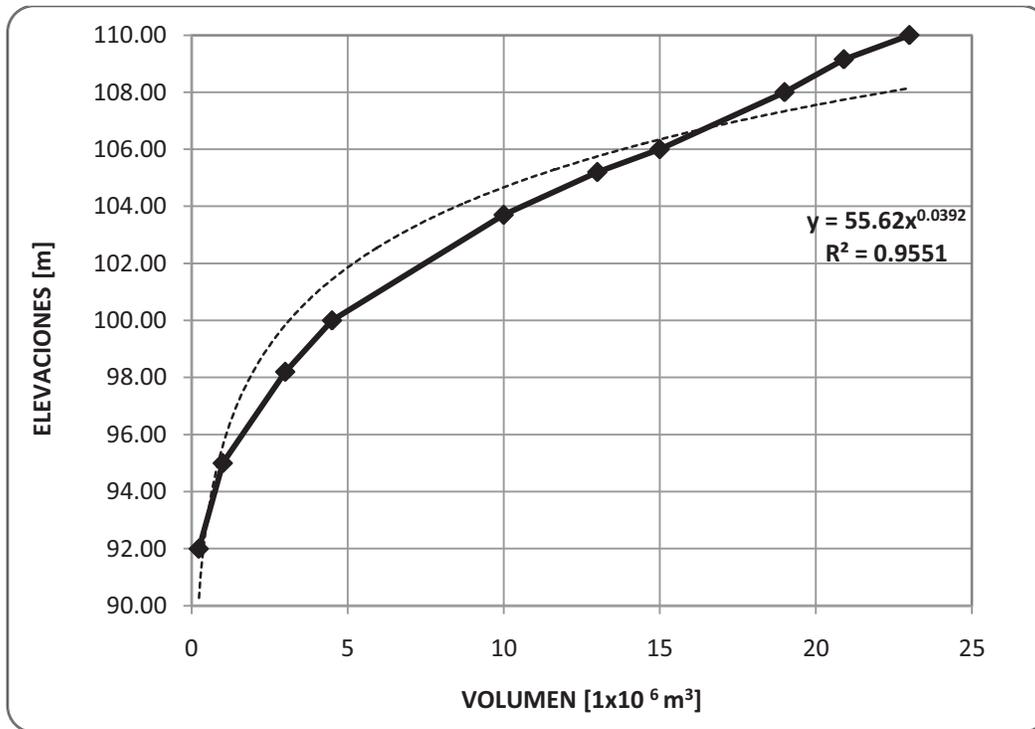


Figura 5.3. Curva Elevaciones - Capacidades

La ecuación de la curva elevaciones-capacidades quedará expresada como:

$$V = \left(\frac{E}{55.62} \right)^{1/0.0392} \quad 5.9$$

– Ley de descarga del vertedor.

Para obtener la ley de descarga se utilizará el valor del coeficiente de descarga cuyo valor se obtuvo en los puntos anteriores. Los datos a utilizar son:

- $NAMO = 105.20 \text{ m.}$
- Gasto por la obra de toma = $2.31 \text{ m}^3/\text{s.}$
- Longitud del Vertedor de cresta libre = 12 m.
- Coeficiente de descarga = $2.262.$

Empleando la ecuación 3.8:

$$Q_{vertedor} = CLH_d^{3/2}$$

Donde:

$$H = h_i - NAMO \quad 5.10$$

Sustituyendo los valores del coeficiente de descarga y la longitud del vertedor en la ecuación 3.8:

$$Q_{vertedor} = (2.262)(12)(H^{3/2})$$

$$Q_{vertedor} = 27.144(h_i - 105.20)^{3/2} \quad 5.11$$

Por otro lado recordando que la ecuación de la ley del gasto de salida (ecuación 2.5) para el tránsito de avenidas de acuerdo a lo explicado en el subcapítulo 2.5.1.4 es:

$$O = O_{vertedor} + O_{O.T.}$$

Sustituyendo los valores de la ecuación 5.11 y el valor del gasto por la obra de toma se tendrá:

$$O = 27.144(h_i - 105.20)^{3/2} + 2.31 \quad 5.12$$

Donde h_i estará definida entre el NAMO y NAME.

El siguiente paso será obtener la curva auxiliar para diferentes elevaciones, utilizando la relación:

$$\frac{2V}{\Delta t} + O$$

Recordando que el incremento de tiempo se recomienda que sea menor o igual que el 10% del tiempo pico.

Para el caso de análisis el tiempo pico resulto ser de $t_p = 844.8583 \text{ h}$

La equivalencia en segundos será:

$$\therefore \Delta t = (0.1)(844.8583) \left(\frac{3600s}{1h} \right) = 30\,414.8988 \text{ s}$$

El primer valor de la elevación será el NAMO y los siguientes valores serán a cada metro con respecto al valor anterior. Los valores se muestran en la tabla 5.12 y la figura 5.4.

<i>E [m]</i>	<i>V [x 10³ m³]</i>	<i>O [m³/s]</i>	<i>(2V/Dt)+O</i>
105.2	12503886.06	2.31	144.50
106	15184734.34	21.73	194.41
107	19318306.64	67.86	287.54
108	24522132.22	129.49	408.34
109	31059370.66	203.38	556.58
110	39254528.00	287.76	734.15
111	49506989.68	381.46	944.44
112	62307372.80	483.63	1192.17

Tabla 5.12. Curva Auxiliar

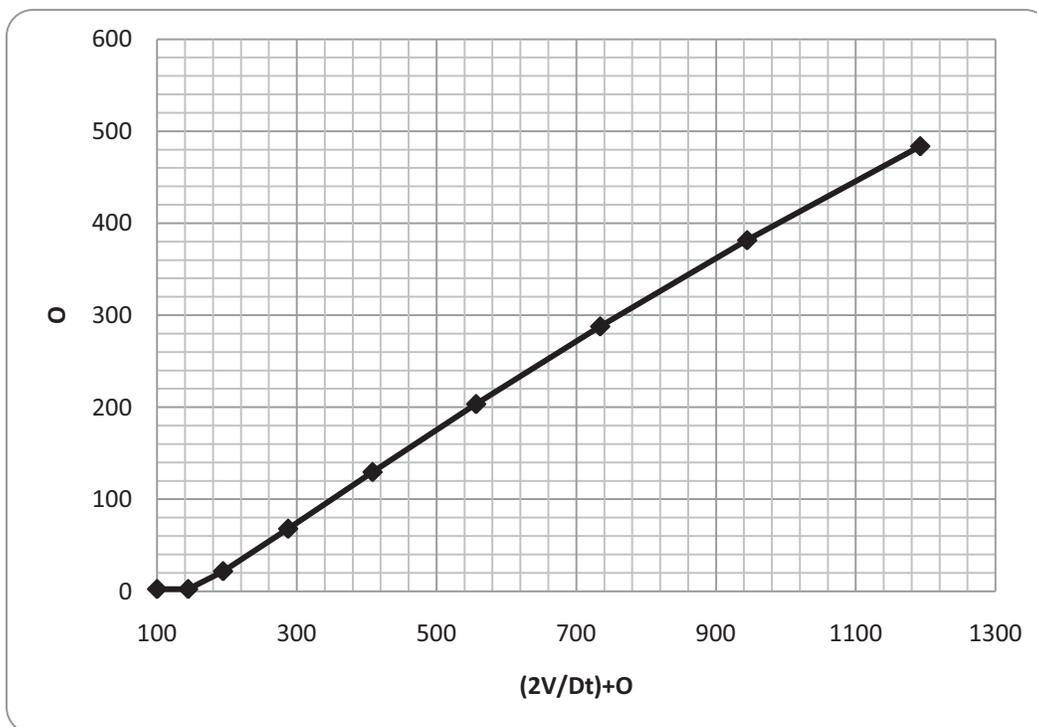


Figura 5.4. Curva Auxiliar

El desarrollo del tránsito de avenidas se muestra en la tabla 5.13.

<i>T</i> [hr]	<i>q</i> [m ³ /s/mm]	<i>I_i</i>	<i>I_i+I_{i+1}</i>	<i>2V_i/Dt-O_i</i>	<i>2V_{i+1}/Dt+O_{i+1}</i>	<i>O_i</i>
0	0	0	32.897	142.189	175.086	0
84.486	0.300	32.897	98.690	141.086	239.776	17
168.972	0.600	65.793	164.483	151.776	316.258	44
253.457	0.900	98.690	230.276	152.258	382.534	82
337.943	1.200	131.586	298.262	144.534	442.796	119
422.429	1.520	166.676	375.020	142.796	517.816	150
506.915	1.900	208.345	452.876	157.816	610.692	180
591.401	2.230	244.531	524.151	150.692	674.843	230
675.887	2.550	279.621	591.041	154.843	745.884	260
760.372	2.840	311.420	661.420	165.884	827.304	290
844.8583	3.19182415	350.000	684.448	167.304	851.752	330
929.344	3.050	334.448	642.579	171.752	814.331	340
1013.830	2.810	308.131	595.427	168.331	763.758	323
1098.316	2.620	287.296	553.758	163.758	717.517	300
1182.802	2.430	266.462	509.896	157.517	667.413	280
1267.287	2.220	243.434	468.227	147.413	615.640	260
1351.773	2.050	224.793	430.945	155.640	586.585	230
1436.259	1.880	206.152	390.372	148.585	538.957	219
1520.745	1.680	184.221	347.607	142.957	490.564	198
1605.231	1.490	163.386	303.745	150.564	454.308	170
1689.717	1.280	140.359	260.979	154.308	415.287	150
1774.202	1.100	120.621	219.310	155.287	374.597	130
1858.688	0.900	98.690	175.448	144.597	320.046	115
1943.174	0.700	76.759	140.359	140.046	280.404	90
2027.660	0.580	63.600	101.979	160.404	262.383	60
2112.146	0.350	38.379	49.345	152.383	201.728	55
2196.632	0.100	10.966	10.966	153.728	164.694	24
2255.772	0	0	0	146.694	146.694	9

Tabla 5.13. Tránsito de Avenidas

De la columna 7 de la tabla 5.13 se observa que el gasto máximo es 340 m³/s, este valor se substituye en la ecuación 5.12 para despejar el valor h_i mismo que corresponderá a la elevación del NAME.

$$340 = 2.31 + (27.144)(h_i - 105.20)^{3/2} \quad 5.13$$

$$12.441 = (h_i - 105.20)^{3/2}$$

$$12.441^{2/3} = h_i - 105.20$$

$$h_i = 110.57 \text{ m}$$

$$\therefore \text{NAME} = 110.57 \text{ m}$$

5.2.1.4 Volumen del NAME.

De la ecuación 5.9 se obtendrá el valor del volumen al nivel del NAME:

$$V = \left(\frac{110.57}{55.62} \right)^{1/0.0392}$$

Así:

$$V = 40,955,248.03 \text{ m}^3 = 40,955.248 \times 10^3 \text{ m}^3$$

5.2.2 Altura del bordo libre

5.2.2.1 Marea de viento.

De acuerdo a las coordenadas de la presa y utilizando la clasificación de zonas por velocidades regionales del Manual de Diseño por Viento de CFE, le corresponde la zona eólica número 2, por lo que la velocidad regional será de 125 km/h. La cota del terreno es 84.50 m.s.n.m.

De la ecuación de Viento Geostrófico (ecuación 2.16):

$$\frac{\bar{v}}{\bar{v}_1} = \left(\frac{z}{z_1} \right)^k$$

Donde:

$$V_1 = 125 \text{ km/h}$$

$$z_1 = 84.50 \text{ m} + 10 \text{ m} = 94.50 \text{ m. s. n. m.}$$

En este caso z_1 se incrementa 10 m ya que la velocidad del viento está medida a 10 m de la cota del terreno.

Así:

$$z = NAME + 7.50 = 110.57 + 7.50$$

$$z = 118.07 \text{ m. s. n. m.}$$

Y considerando $k = 1/7$

Sustituyendo Los valores anteriores se despejará V :

$$V = 125 \left(\frac{118.07}{94.5} \right)^{1/7} \quad 5.14$$

Donde:

$$V = 129.04 \left[\frac{km}{h} \right]$$

Consultando la imagen del vaso en Google Earth, el valor del Fetch se puede considerara igual a 0.80 km.



Figura 5.5. Imagen del vaso formado por la Presa. (Google Earth)

La profundidad media del vaso se tomará igual a:

$$D = NAME - 84.5 = 110.57 - 84.5 = 26.07 \text{ m} \quad 5.15$$

Donde la altura de 84.5 m corresponde a la cota del terreno.

Por lo que empleando la ecuación 2.9 se obtiene que:

$$S = \frac{(129.04)^2(0.80)}{62816(26.07)} \quad 5.16$$

$$S = 0.0081 \text{ m}$$

5.2.2.2 Oleaje de viento.

Con la velocidad del viento, $V = 129.04 \text{ [km/h]}$ y el Fetch efectivo= 0.80 km, consultando la figura 2.4 se obtiene que la altura de ola será de:

$$H_o = h_s = 0.80 \text{ m}$$

5.2.2.3 Pendiente y características del paramento mojado.

La inclinación del paramento aguas arriba de la cortina interesa para ver los efectos que esta provoca en el agua.

Así con $V = 129.04 \text{ [km/h]}$, $F=0.80 \text{ [km]}$, consultando la figura 2.5 se obtiene que:

$$T = 2.8 \text{ s}$$

Por lo que de la ecuación 2.17:

$$L_o = 1.57(2.8)^2 \quad 5.17$$

De lo anterior se establece que la distancia aproximada entre cresta y cresta de ola es de:

$$L_o = 12.31 \text{ m}$$

El talud aguas arriba es 1.75:1, por lo que la pendiente del paramento mojado es: 0.57.

Obteniendo la relación H/L_0 :

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{0.80}{12.31} = 0.065 \quad 5.18$$

De la figura 2.6 se obtiene que:

$$\frac{R}{H_0} = 0.75$$

$$\therefore R = 0.60 \text{ m}$$

Donde R es la altura a la cual se elevará la ola cuando esta choque con la pared.

5.2.2.4 Factor de seguridad.

Para este proyecto, el Factor de Seguridad se tomará de 0.5 debido a que la presa es pequeña.

Por lo tanto el Bordo libre se calculará como:

$$\text{Bordo Libre} = S + R + F.S. \quad 5.19$$

De acuerdo a los datos obtenidos:

$$\text{Bordo Libre} = 0.0081 + 0.60 + 0.50 = 1.11 \text{ m}$$

Finalmente tenemos que la altura estructural de la cortina es de:

$$\text{Altura estructural de la cortina} = \text{cota NAME} + BL - \text{Cota del terreno} \quad 5.20$$

$$\text{Altura estructural de la cortina} = (110.57 + 1.11) - 84.50.$$

$$\text{Altura estructural de la cortina} = 27.18 \text{ m}$$

5.3 Obras de excedencias.

5.3.1 Diseño del cimacio.

De acuerdo a lo desarrollado en el subcapítulo 3.3.1 se checarán los puntos:

- Velocidad de llegada.
- Inclinación del talud.
- Relación P/H_d .

De los datos del proyecto se calculara el valor de P :

$$P = \text{cota } NAMO - \text{cota } Terreno \quad 5.21$$

$$P = 105.20 - 97.6 = 7.6 \text{ m}$$

De acuerdo a lo calculado la carga de diseño es de:

$$H_d = \text{cota } NAME - \text{cota } NAMO \quad 5.22$$

$$H_d = 110.57 - 105.20 = 5.37 \text{ m}$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$\frac{P}{H_d} = \frac{7.6}{5.37} = 1.416$$

El talud del paramento aguas arriba se considerará vertical, ya que es un talud de inclinación pequeña (0.1:1).

Entonces, como $P/H_d > 1$, talud vertical y velocidad de llegada despreciable ($P > H_d$).

Se considerará el caso 1.

El punto más alto es la cresta del vertedor y se encuentra en la elevación 105.20, cuyas coordenadas son: (0.86, 105.20).

El punto de tangencia se obtiene de la figura 3.6, de donde:

$$\frac{x}{H_d} = 1.55 \quad \text{y} \quad \frac{y}{H_d} = 1.125$$

Por lo tanto las coordenadas del punto de tangencia son: (8.324,99.159)

Aplicando las ecuaciones 3.3 y 3.4 se desarrollaran los perfiles aguas arriba y aguas abajo, los resultados se presentan en las tablas 5.14 y 5.15.

x [m]	y [m]
0	0
3.149	1
4.580	2
5.702	3
6.661	4
7.515	5
8.324	6.041

Tabla 5.14. Perfil aguas abajo del cimacio

x [m]	y [m]
0	-0.0006969
-1	0.2242571
-1.01	0.22950767
-1.02	0.23484786
-1.03	0.24027965
-1.04	0.24580516
-1.05	0.25142661
-1.06	0.25714636
-1.061	0.25772383
-1.062	0.25830232
-1.063	0.25888182
-1.064	0.25946233
-1.065	0.26004386

Tabla 5.15. Perfil aguas arriba del cimacio

Por lo que el perfil del cimacio queda de la siguiente manera:

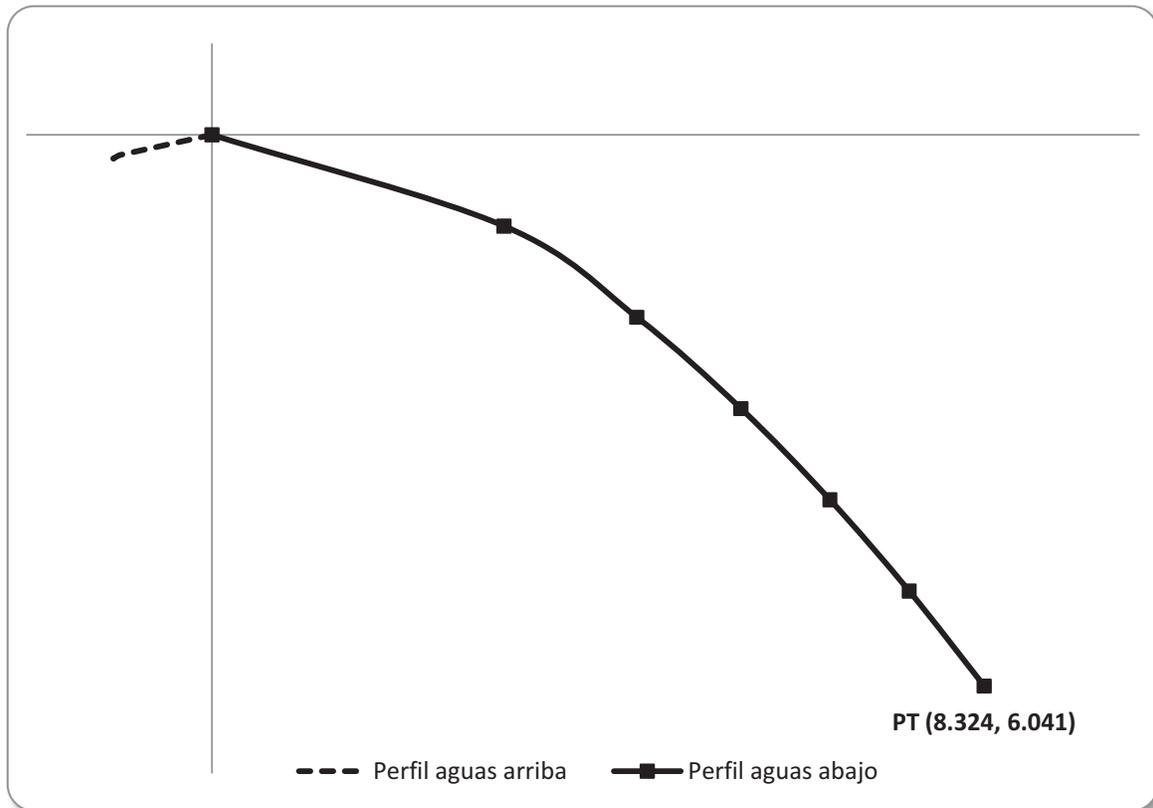


Figura 5.6. Perfil del Cimacio

5.3.2 Longitud efectiva.

Como no se cuenta con pilas, entonces la longitud efectiva es la longitud de cresta del vertedor, la cual es igual a 12m.

$$L_e = 12 \text{ m}$$

5.4 Cálculo de fuerzas y esfuerzos para la cortina y la obra de excedencias bajo condiciones ordinarias, extraordinarias y extremas.

5.4.1 Fuerzas.

5.4.1.1 Peso propio.

Para calcular el peso propio del cimacio y la cortina se divide cada estructura en dovelas como se muestra en la figura 5.7:

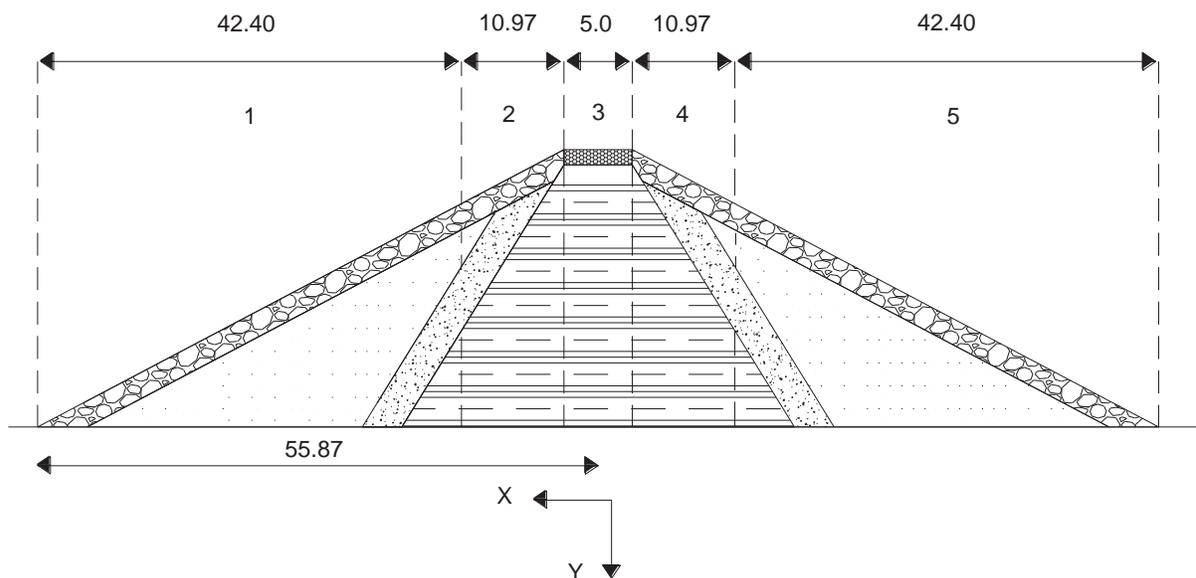


Figura 5.7. Cortina de materiales graduados

- **Cálculo del peso para la Cortina.**

Se trata de una cortina de materiales graduados, con altura de 27.18 m de altura, con taludes 1.75:1 desde la corona de la cortina hasta la elevación 105.70 m.s.n.m, y de taludes 2:1 desde la elevación 105.70 m.s.n.m hasta el fondo. El cálculo se realiza por unidad de ancho.

Material	Peso volumétrico [ton/m ³]
Material de filtros	1.600
Material impermeable	1.800
Rezaga	2.100
Enrocamiento	2.500

Tabla 5.16. Pesos volumétricos aproximados de los materiales de la cortina

Como la cortina es de materiales graduados, se realiza una ponderación para obtener el peso volumétrico para cada dovela.

De la ecuación 4.1:

$$W = \gamma_0 Vol$$

Se construye la tabla 5.17.

Dovela	Área [m ²]	Volumen [m ³]	Peso Propio [ton]	x [m]	Momento [ton*m]
1	449.440	449.440	933.049	27.598	25,750.609
2	266.738	266.738	491.799	8.282	4,072.956
3	135.900	135.900	244.620	0.000	0.000
4	266.738	266.738	491.799	-8.282	-4,072.956
5	449.440	449.440	933.049	-27.598	-25,750.609
		Σ=	3094.317	Σ=	0.000

Tabla 5.17. Peso Propio de la cortina

En la tabla anterior x representa la distancia que hay entre el sistema de ejes y el centroide de cada dovela.

- **Cálculo del peso para el Cimacio:**

El cimacio es de concreto simple, cuyo peso volumétrico es 2.4 ton/m^3 , la cresta del vertedor se encuentra en la elevación 105.20 m.s.n.m. Los valores del cálculo se muestran en la tabla 5.18.

Dovela	Área [m ²]	Volumen [m ³]	Peso Propio [ton]	x [m]	Momento [ton*m]
1	6.407	6.407	15.377	5.952	91.524
2	34.181	34.181	82.035	2.614	214.400
3	4.522	4.522	10.852	-3.767	-40.880
		$\Sigma=$	108.264	$\Sigma=$	265.044

Tabla 5.18. Peso propio del cimacio

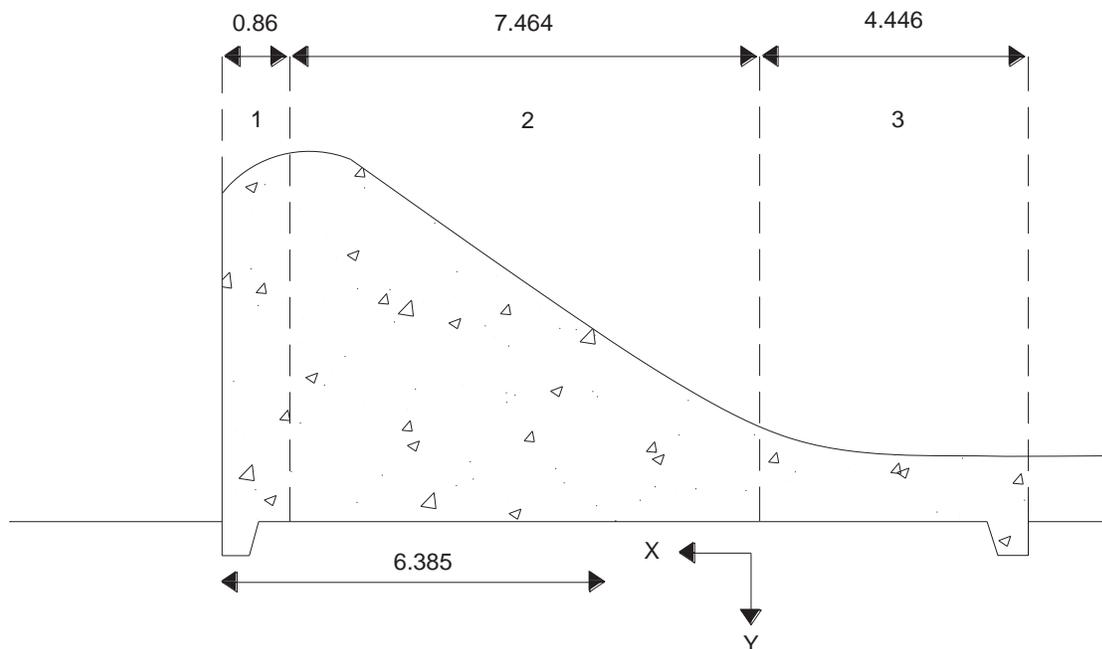


Figura 5.8. Cimacio

5.4.1.2 Empuje hidrostático.

- **Empuje hidrostático para la Cortina:**

Utilizando la ecuación 4.3.

- Para el nivel del NAMO:

El talud de la cortina a este nivel es de 2:1.

$$E = (1) \left(\frac{105.20 - 84.50}{2} \right) \left(\frac{105.20 - 84.50}{\text{sen}\theta} \right) (1) \quad 5.23$$

$$E = (1) \left(\frac{105.20 - 84.50}{2} \right) (46.287)$$

$$E = -479.066 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección que tiene la fuerza con respecto al sistema de ejes propuesto.

El punto de aplicación con respecto al piso del vaso será (figura 5.9):

$$\bar{x} = (105.20 - 84.5) - \left[\left(\frac{2 * 46.287}{3} \right) (\text{sen}\theta) \right] = 6.9 \text{ m} \quad 5.24$$

Y el momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-479.066) * (6.9) = -3305.558 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.25$$

- Para el nivel del NAME:

Para el nivel al NAME se tienen dos taludes diferentes, 1.75:1 desde la corona a la elevación 105.70 y talud 2:1 de esta elevación hasta el fondo. Por lo tanto se tendrán dos empujes hidrostáticos correspondientes a las dos áreas de distribución de presiones.

$$E_1 = (1) \left(\frac{110.57 - 105.70}{2} \right) \left(\frac{110.57 - 84.50}{\text{sen}\theta_1} \right) (1) \quad 5.26$$

$$E_1 = (1) \left(\frac{110.57 - 105.70}{2} \right) (9.816)$$

$$E_1 = -23.901 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección que tiene la fuerza con respecto al sistema de ejes propuesto.

El punto de aplicación con respecto al piso del vaso será (figura 5.9):

$$\bar{x}_1 = (110.57 - 84.5) - \left[\left(\frac{2 * 9.816}{3} \right) (\text{sen}\theta_1) \right] = 22.823 \text{ m} \quad 5.27$$

Y el momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-23.901) * (22.823) = -545.511 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.28$$

$$E_2 = (1) \left[\frac{(110.57 - 84.5) + (110.57 - 105.7)}{2} \right] \left(\frac{105.70 - 84.50}{\text{sen}\theta_2} \right) (1) \quad 5.29$$

$$E_2 = (1) \left[\frac{(110.57 - 84.5) + (110.57 - 105.7)}{2} \right] (47.405)$$

$$E_2 = -733.350 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección que tiene la fuerza con respecto al sistema de ejes propuesto.

El punto de aplicación con respecto al piso del vaso será (figura 5.9):

$$\bar{x}_2 = (26.07) - \left[(4.87) + \text{seno}\theta_2 \left(\left(\frac{47.405}{3} \right) \left(\frac{(4.87) + 2(26.07)}{(4.87) + (26.07)} \right) \right) \right] \quad 5.30$$

$$\bar{x}_2 = 8.179 \text{ m}$$

Y el momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-733.350) * (8.179) = -5998.046 \text{ ton} * m \quad 5.31$$

- ***Empuje hidrostático para el Cimacio:***

- *Para el nivel del NAMO:*

$$E = (1)(105.20 - 97.60) \left(\frac{105.20 - 97.60}{2} \right) (1) \quad 5.32$$

$$E = (1) \left(\frac{105.20 - 97.60}{2} \right) (7.6)$$

$$E = -28.880 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección que tiene la fuerza con respecto al sistema de ejes propuesto.

El punto de aplicación con respecto al piso del vaso será (figura 5.10):

$$\bar{x} = \frac{(105.20 - 97.60)}{3} = 2.53 \text{ m} \quad 5.33$$

Y el momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-28.880) * (2.53) = -73.163 \text{ ton} * m \quad 5.34$$

- *Para el nivel del NAME:*

$$E = (1) \left[\frac{(110.57 - 97.60) + (110.57 - 105.20)}{2} \right] (110.57 - 97.60)(1) \quad 5.35$$

$$E = (1) \left[\frac{(110.57 - 97.60) + (110.57 - 105.20)}{2} \right] (7.6)$$

$$E = -84.110 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección que tiene la fuerza con respecto al sistema de ejes propuesto.

El punto de aplicación con respecto al piso del vaso será (figura 5.10):

$$\bar{x} = (105.2 - 97.6) - \left[\left(\frac{7.6}{3} \right) \frac{(2 * 110.57 - 97.6) + (110.57 - 105.2)}{(110.57 - 97.6) + (110.57 - 105.2)} \right] = 4.323 \quad 5.36$$

Y el momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza será:

$$M = (-84.110) * (4.323) = -363.638 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.37$$

5.4.1.3 Subpresiones.

Utilizando la teoría manejada en el subcapítulo 4.1.1.2.

- **Para la Cortina:**

- Trabajando con la altura del NAMO:

$$Sp = \left(\frac{(105.20 - 84.5) * 1}{2} \right) * 111.73 \quad 5.38$$

$$Sp = -1156.406 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El signo indica la dirección de la subpresión con respecto a nuestro sistema de ejes.

El punto de aplicación con respecto al centroide de la superficie de desplante será (figura 5.9):

$$\bar{x} = 55.865 - \frac{111.73}{3} = 18.622 \text{ m} \quad 5.39$$

El momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-1156.406) * (18.622) = -21,534.198 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.40$$

– Trabajando con la altura del NAME:

$$Sp = \left(\frac{(110.57 - 84.5) * 1}{2} \right) * 111.73 \quad 5.41$$

$$Sp = -1456.401 \text{ ton/m}$$

El signo indica la dirección de la subpresión con respecto a nuestro sistema de ejes.

El punto de aplicación con respecto al centroide de la superficie de desplante será (figura 5.9):

$$\bar{x} = 55.865 - \frac{111.73}{3} = 18.622 \text{ m} \quad 5.42$$

El momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza es:

$$M = (-1456.401) * (18.622) = -27,120.606 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.43$$

• **Para el Cimacio:**

– Trabajando con la altura del NAMO:

$$Sp = \left(\frac{(105.20 - 97.60) * 1}{2} \right) * 12.77 \quad 5.44$$

$$Sp = -48.526 \text{ ton/m}$$

El signo indica la dirección de la subpresión con respecto a nuestro sistema de ejes.

El punto de aplicación con respecto al centroide de la superficie de desplante es (figura 5.10):

$$\bar{x} = 6.385 - \frac{12.77}{3} = 2.128 \text{ m} \quad 5.45$$

El momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza será:

$$M = (-48.526) * (2.128) = -103.280 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.46$$

– Trabajando con la altura del NAME:

$$Sp = \left(\frac{(110.57 - 97.60) * 1}{2} \right) * 12.77 \quad 5.47$$

$$Sp = -82.813 \text{ ton/m}$$

El signo indica la dirección de la subpresión con respecto a nuestro sistema de ejes.

El punto de aplicación con respecto al centroide de la superficie de desplante será (figura 5.10):

$$\bar{x} = 6.385 - \frac{12.77}{3} = 2.128 \text{ m} \quad 5.48$$

El momento con respecto al punto de aplicación de la fuerza será:

$$M = (-82.813) * (2.128) = -176.255 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.49$$

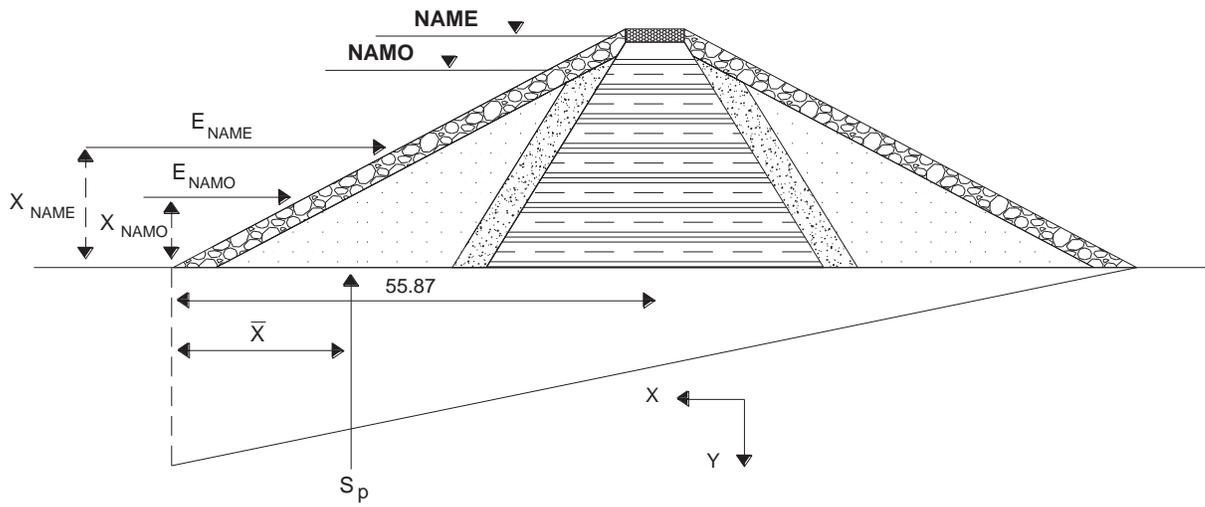


Figura 5.9. Empujes hidrostáticos y subpresiones en la cortina

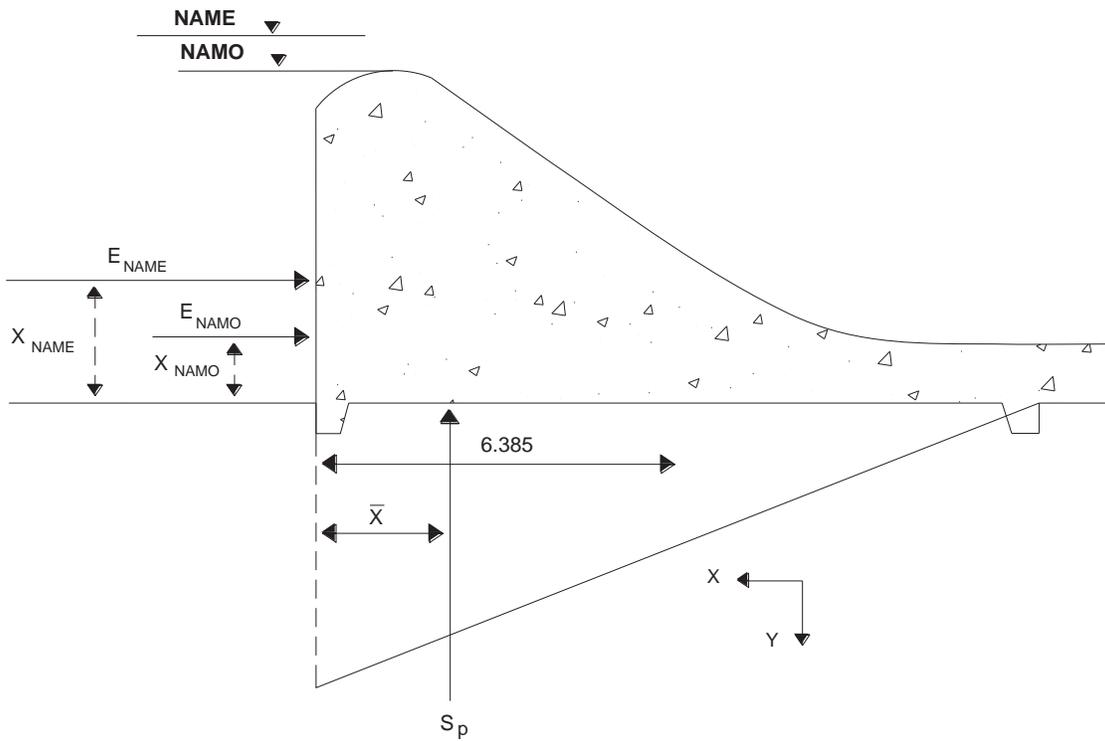


Figura 5.10. Empujes hidrostáticos y subpresiones en el cimacio

5.4.1.4 Sismo en masa de concreto y masa de agua.

- **Sismo en masa de concreto:**

Este análisis solo se hace para el cimacio porque la cortina es de materiales graduados.

De la ecuación 4.7:

$$S_{con} = W\alpha$$

Donde $\alpha = 0.14$ de acuerdo al Manual para Diseño por Sismo de CFE. La presa en estudio está ubicada en la zona B, y se trata de un suelo tipo I.

W es el peso propio para condiciones ordinarias, es decir al nivel del NAMO.

Entonces, sustituyendo en la ecuación 4.7:

$$S_{con} = 108.264 * 0.14 = 15.157 \text{ ton} \quad 5.50$$

Para localizar el punto de aplicación de la fuerza, se divide al cimacio en dovelas como se muestra en la figura 5.11, y para cada dovela se obtiene la altura centroidal (y_i).

Para este cálculo se empleará la siguiente ecuación:

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n y_i a_i}{A_T} \quad 5.51$$

Los resultados se muestran en la tabla 5.19.

Dovela	Área [m ²]	y_i	Ay_i
1	6.407	3.726	23.869
2	34.181	2.622	89.616
3	4.522	0.557	2.517
$\Sigma=$	45.110	$\Sigma=$	116.003

Tabla 5.19. Altura centroidal para cada una de las dovelas.

La altura centroidal del cimacio será:

$$y_c = \frac{116.003}{45.110} = 2.572 \text{ m}$$

El momento con respecto a la altura centroidal del cimacio es:

$$M = (15.157 \text{ ton}) * (2.572 \text{ m}) = 38.977 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.52$$

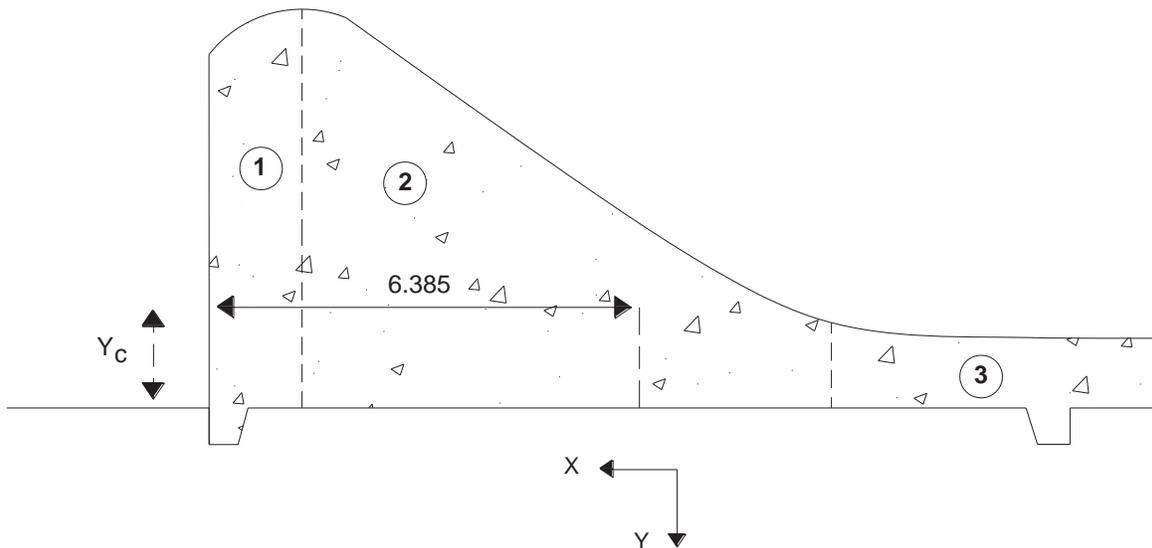


Figura 5.11. Sismo en masa de concreto para el cimacio

- **Sismo en masa de agua:**

- Para la Cortina:

De la ecuación 4.4:

$$S_{agua} = C \propto \gamma h^2$$

Para determinar el valor del coeficiente C se utilizara la ecuación 4.5 y la figura 4.8, de donde:

$$C_m = 0.29$$

$$\frac{y}{h} = 1 \quad 5.53$$

Por lo que, de la ecuación 4.5:

$$C_m = C = 0.29$$

$$h = 105.20 - 84.50 = 20.70 \text{ m} \quad 5.54$$

Con $\alpha = 0.14$ y $h = 20.70 \text{ m}$:

$$S_{agua} = 0.29(0.14) * (1) * (20.70)^2 \quad 5.55$$

$$S_{agua} = -17.397 \text{ ton}$$

El signo indica la dirección de la fuerza con respecto al sistema de ejes.

Utilizando la ecuación 4.6 el punto de aplicación será:

$$\bar{y} = 0.412h = 0.412(20.70) = 8.5284 \text{ m}$$

Y el momento será:

$$M = (-17.397 \text{ ton})(8.5284\text{m}) = -148.366 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.56$$

– Para el Cimacio:

Al igual que para la cortina se empleará la ecuación 4.5, y de la figura 4.8:

$$C_m = 0.7$$

$$\frac{y}{h} = 1$$

Por lo que:

$$C_m = C = 0.7$$

Con $\alpha = 0.14$ y $h = 7.6 \text{ m}$ de la ecuación 4.4:

$$S_{agua} = 0.7(0.14) * (1) * (7.6)^2 \quad 5.57$$

$$S_{agua} = -5.660 \text{ ton}$$

El signo indica la dirección de la fuerza con respecto al sistema de ejes.

De la ecuación 4.6, el punto de aplicación será:

$$\bar{y} = 0.412h = 0.412(7.6) = 3.1312 \text{ m} \quad 5.58$$

El momento será:

$$M = (-5.660 \text{ ton})(3.1312 \text{ m}) = -17.724 \text{ ton} * \text{m} \quad 5.59$$

El resumen de todas las fuerzas calculadas se presenta en la tabla 5.20 y 5.21.

CONDICIÓN	ORDINARIA		EXTRAORDINARIA		EXTREMA	
	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento
Peso propio	3,094.317	0.000	3,094.317	0.000	3,094.317	0.000
Empuje hidrostático	-479.066	-3,305.558	-757.251	-6,543.557	-479.066	-3,305.558
Subpresión	-1,156.406	-21,534.198	-1,456.401	-27,120.606	-1,156.406	-21,534.198
Sismo en concreto					0.000	0.000
Sismo en agua					-17.397	-148.366

	ORDINARIA		EXTRAORDINARIA		EXTREMA	
$\Sigma F_x =$	-479.066		-757.251		-479.066	
$\Sigma F_y =$	1,937.911		1,637.916		1,937.911	
$\Sigma M =$		-24,839.756		-33,664.163		-24,988.122

Tabla 5.20. Resumen de Fuerzas para la Cortina

CONDICIÓN	ORDINARIA		EXTRAORDINARIA		EXTREMA	
	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento	Fuerza	Momento
Peso propio	108.264	265.044	108.264	265.044	108.264	265.044
Empuje hidrostático	-28.880	-73.163	-84.110	-363.638	-28.880	-73.163
Subpresión	-48.526	-103.280	-82.813	-176.255	-48.526	-103.280
Sismo en concreto					15.157	38.977
Sismo en agua					-5.660	-17.724

	ORDINARIA		EXTRAORDINARIA		EXTREMA	
$\Sigma F_x =$	-28.880		-84.110		-19.384	
$\Sigma F_y =$	59.738		25.450		59.738	
$\Sigma M =$		88.602		-274.848		109.855

Tabla 5.21. Resumen de Fuerzas para el Cimacio

5.4.2 Esfuerzos.

5.4.2.1 Compresión y tensión

- *Para la Cortina:*

- Considerando Condiciones ordinarias (Presa llena al NAMO):

De la ecuación 4.14

$$\sigma = \pm \frac{M}{I} y + \frac{N}{A}$$

Donde:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad 5.60$$

Para la geometría de la cortina $b = 1m$ y $h = 111.730 m$.

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores:

$$I = \frac{(1)(111.730)^3}{12} = 116,232.653 m^4 \quad 5.61$$

El área será:

$$A = 111.730 * 1 = 111.730 m^2$$

La distancia de interés es:

$$y = \frac{111.73}{2} = 55.865 m$$

Sustituyendo en la ecuación 4.14:

$$\sigma = \frac{1937.911}{111.730} \pm \frac{-24839.756}{116232.653} 55.865 \quad 5.62$$

El esfuerzo de tensión será:

$$\sigma_B = 29.283 ton/m^2$$

El esfuerzo de compresión será:

$$\sigma_A = 5.406 ton/m^2$$

La Resistencia de los materiales graduados será:

Considerando $F.S.=3$ para condiciones ordinarias

$$29.283 * 3 = 87.850 ton/m^2$$

$$5.406 * 3 = 16.218 ton/m^2$$

De los cálculos anteriores concluimos que tanto la zona aguas arriba como la zona aguas abajo trabajará a compresión.

– Considerando Condiciones extraordinarias (presa llena al NAME):

Tomando $b = 1m$ y $h = 111.730 m$.

$$I = \frac{(1)(111.730)^3}{12} = 116,232.653 m^4 \quad 5.63$$

$$A = 111.730 * 1 = 111.730 m^2$$

$$y = \frac{111.730}{2} = 55.865 m$$

$$\sigma = \frac{1637.916}{111.730} \pm \frac{-33664.163}{116232.653} 55.865 \quad 5.64$$

El esfuerzo de tensión será:

$$\sigma_B = 30.840 ton/m^2$$

El esfuerzo de compresión será:

$$\sigma_A = -1.520 ton/m^2$$

La Resistencia de los materiales graduados será:

Considerando el F.S.=2 para condiciones extraordinarias

$$30.840 * 2 = 61.679 ton/m^2$$

$$-1.520 * 2 = -3.041 ton/m^2$$

De lo anterior la zona aguas arriba trabaja a compresión y la zona aguas abajo trabaja a tensión.

- **Para el Cimacio:**

- Para Condiciones ordinarias (presa llena al NAMO):

Considerando $b = 1m$ y $h = 13.50 m$

$$I = \frac{(1)(12.77)^3}{12} = 173.537 m^4 \quad 5.65$$

$$A = 12.77 * 1 = 12.77 m^2$$

$$y = \frac{12.77}{2} = 6.385 m$$

$$\sigma = \frac{59.738}{12.77} \pm \frac{88.602}{173.537} 6.385 \quad 5.66$$

El esfuerzo de tensión será:

$$\sigma_B = 1.418 ton/m^2$$

El esfuerzo de compresión será:

$$\sigma_A = 7.938 ton/m^2$$

Resistencia del concreto:

El factor de seguridad para las condiciones ordinarias será F.S.=3, por lo que:

$$1.418 * 3 = 4.254 ton/m^2$$

$$7.938 * 3 = 23.814 ton/m^2$$

De lo anterior, solo se trabaja a compresión. Para el concreto, $f'c=700 ton/m^2$, por lo que los esfuerzos actuantes son menores a los permisibles, se cumple la resistencia tanto para esfuerzos máximos como mínimos.

– Para Condiciones extraordinarias (presa llena al NAME):

Considerando $b = 1m$ y $h = 13.50 m$

$$I = \frac{(1)(12.77)^3}{12} = 173.537 m^4 \quad 5.67$$

$$A = 12.77 * 1 = 12.77 m^2$$

$$y = \frac{12.77}{2} = 6.385 m$$

$$\sigma = \frac{25.450}{12.77} \pm \frac{-274.848}{173.537} 6.385 \quad 5.68$$

El esfuerzo de tensión será:

$$\sigma_B = 12.106 ton/m^2$$

El esfuerzo de compresión será:

$$\sigma_A = -8.120 ton/m^2$$

Resistencia del concreto:

Considerando el factor de seguridad para condiciones extraordinarias igual a F.S.=2

$$12.106 * 2 = 24.211 ton/m^2$$

$$-8.120 * 2 = -16.239 ton/m^2$$

El talón trabaja a compresión y el pie a tensión.

Sabemos que:

$$f't = 0.05(1.75f'c) \quad 5.69$$

Si $f'c = 700 \text{ ton}/m^2$, tenemos que:

$$f't = 0.05(1.75 * 700) = 61.25 \text{ ton}/m^2$$

Entonces de acuerdo a los resultados anteriores, se cumple con la resistencia a tensión y compresión.

5.4.2.2 Deslizamiento.

- **Para la Cortina.**

- Para Condiciones ordinarias (presa llena al NAMO):

De la ecuación 4.9:

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{|\sum F_H|} \quad 5.70$$

La cortina es de materiales graduados, por lo que $C = 0.1 f'c$ no aplica en este caso.

- Para Condiciones extraordinarias (presa llena al NAME):

La cortina es de materiales graduados, por lo que $C = 0.1 f'c$, no aplica.

- **Para el Cimacio:**

- Para Condiciones ordinarias (presa llena al NAMO):

Se propone $f'c = 700 \text{ ton}/m^2$ para garantizar el funcionamiento, resistencia, estética y durabilidad a lo largo del tiempo de la estructura.

$$C = 0.1(700) = 70 \text{ t}/m^2$$

$$F.C. = \frac{(59.738 * \tan 0.8) + (70 * 12.77)}{28.880} = 33.082 \quad 5.71$$

Se debe cumplir que:

$$F.C. > F.S. \quad 5.72$$

Considerando $F.S. = 3$ para condiciones ordinarias.

Realizando la comparación se tiene:

$$33.082 > 3$$

\therefore *cumple, resiste el deslizamiento.*

– Para condiciones extraordinarias (presa llena al NAME):

Al igual que las condiciones anteriores se propone $f'c = 700 \text{ ton}/m^2$ para garantizar el funcionamiento, resistencia, estética y durabilidad a lo largo del tiempo de la estructura.

Por lo tanto:

$$C = 0.1(700) = 70 \text{ t}/m^2$$

$$F.C. = \frac{(25.450 * \tan 0.8) + (70 * 12.77)}{84.110} = 10.939 \quad 5.73$$

El factor de seguridad para condiciones extraordinarias es $F.S. = 2$ por lo que:

$$10.939 > 2$$

\therefore *cumple, resiste el deslizamiento.*

5.4.2.3 Agrietamiento.

Solo se realiza el análisis de agrietamiento para el cimacio debido a que la cortina es de materiales graduados.

- **Para Condiciones ordinarias:**

De la ecuación 4.12:

$$\sigma_{zu} = p * \gamma H - \frac{f't}{FS}$$

Donde p tiene un valor de 1 ya que no existen drenes y $FS = 3$ para condiciones ordinarias.

De la ecuación 4.13:

$$f't = 0.05(1.75 * 700) = 61.25 \frac{t}{m^2} \quad 5.74$$

Por lo que:

$$\sigma_{zu} = 1(1)(7.6) - \frac{61.25}{3} = -19.66 \quad 5.75$$

Se debe cumplir que:

$$\sigma_{zu} < f't \quad 5.76$$

$$-19.66 < 61.25$$

∴ cumple, no se presentará agrietamiento

- **Para Condiciones extraordinarias:**

$F.S. = 2$ por ser condiciones extraordinarias.

$$f't = 0.05(1.75 * 700) = 61.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{zu} = 1(1)(12.97) - \frac{61.25}{2} = -17.655 \quad 5.77$$

Comparando:

$$-17.655 < 61.25 \therefore \text{cumple, no se presentará agrietamiento}$$

CONCLUSIONES.

Durante la realización de este proyecto, se tuvieron muchos problemas, debido a que la información estaba incompleta. Primero, nos enfrentamos a la falta de información de precipitaciones, las estaciones que se encontraron, contaban con pocos registros, se necesitaba que tuvieran un registro de al menos 30 años, y no fue así, a muchas estaciones les faltaban registros de varios años.

Por lo anterior hubo la necesidad de realizar una regionalización para determinar cuál de las estaciones cercanas a la zona presentaba un comportamiento meteorológico e hidrológico similar al sitio de estudio.

Al realizar esta regionalización se pudo observar que muy poca bibliografía comprende esta parte dentro del estudio hidrológico lo que origina problemas para la estimación de datos faltantes, ya que en la mayoría de los casos se supone que la estación mas cercana tiene el mismo comportamiento que la estación en estudio. Incluso es necesario destacar la necesidad del estudio de la interpolación espacial para la determinación de datos faltantes en los registros hidrológicos.

Otro problema que se observó fue que en los datos del proyecto se manejaba el nivel del NAMO en la elevación 98.20m.s.n.m., cuando realmente el NAMO está en la elevación 105.20 m.s.n.m, que es la cresta del vertedor; creemos que por un error la elevación 98.20 m.s.n.m. corresponde al NAMINO.

Otro problema que se presento fue la curva elevaciones-capacidades, ya que solo se contaba con 4 datos exactos para trazarla, así que de la curva que se proporciona en los datos del proyecto, se obtuvieron seis datos más para que la curva estuviera bien definida y la línea de tendencia fuera más exacta. Como estos datos fueron aproximados, también se acarrear errores.

Para la realización del tránsito de avenidas primero se realizo el diseño del cimacio y ocupó el valor del coeficiente de descarga que se obtuvo en esta parte, en los dato de proyecto se manejaba el valor de 2 y con los resultados del análisis se obtuvo el valor de 2.262.

También se observó que los datos que venían de proyecto, variaban en comparación con los datos que se presentan en la descripción (generalidades), por lo que se optó por hacer

caso de los datos de proyecto y no los de la descripción. Algunos ejemplos de lo anterior son: la altura y la longitud de la cortina.

Con respecto a la velocidad de regionalización empleada para la determinación del concepto marea de viento se obtuvo del manual de CFE de 1982 dado que han transcurrido 27 años desde que se publicó, se puede pensar que se incurre en algunos errores al utilizarla ya que las condiciones meteorológicas no son constantes y existen variaciones de año en año por lo que se considera una buena alternativa los valores de cada año.

En la determinación del bordo libre, existe una variación de 0.56 m entre lo reportado y lo que se calculo, esto no lleva a pensar que probablemente no se tomó en cuenta el factor de seguridad.

Los croquis de las estructuras también generaron algunos problemas, ya que de acuerdo a lo publicado se observo discrepancia entre lo dibujado, lo acotado y los valores obtenidos de la memoria de cálculo mencionada en la descripción.

Dentro del desarrollo de los cálculos de fuerzas tuvieron que suponerse, debido a la falta de información, el valor de los pesos volumétricos para los materiales de la cortina, factor que también afecta a los resultados. Se considera que sería adecuado que se presentara dentro de la información de las presas el valor de los pesos volumétricos considerados, en los cálculos.

Se consideró que el talud del paramento aguas arriba del cimacio era vertical, ya que tenía una inclinación muy pequeña, por lo que el error cometido por este supuesto no altera mucho el resultado del valor obtenido.

No se realizó un análisis de deslizamiento para la cortina ya que en las ecuaciones manejadas para este fin se utiliza un factor de cohesión del concreto y el ángulo de fricción interna del mismo a 45°, la cortina es de materiales graduados. Sin embargo este análisis si se realiza para la obra de excedencia.

Se observó que el cimacio trabaja solo a compresión en condiciones ordinarias, y a compresión y tensión en condiciones extraordinarias. Revisando el resultados, se concluye que para condiciones ordinarias se cumple con que la resistencia del concreto, $f'c$, está dentro del límite que garantiza el buen funcionamiento, estabilidad y durabilidad de la estructura. Este valor es de $f'c=700 \text{ ton/m}^2$. Para condiciones extraordinarias como trabaja

a tensión y compresión se comparó contra los valores de $f'c$ y $f't$, que son los permisibles, resultando que la estructura están dentro del rango de esfuerzos permisibles.

En la realización de cálculos para la cortina, está también trabaja, a tensión y compresión para condiciones ordinarias y extraordinarias.

De acuerdo a los cálculos realizados, no se tienen problemas de agrietamiento y deslizamiento para el cimacio en condiciones ordinarias y extraordinarias.

En resumen creemos de acuerdo a todo lo anterior que algunos de los factores por los cuales los resultados obtenidos son diferentes de los reportados por CONAGUA en su publicación de Presas de México son:

- Inconsistencia en la altura del NAMO en la elevación 98.20 msnm ya que no se tienen elementos para establecer si fue un error en la redacción o un error en el momento de dibujar los planos de proyecto.
- No se establece el origen de los datos de precipitación y escurrimiento, es decir, cuáles fueron las estaciones de aforo o meteorológicas que se incluyeron en el proyecto.
- Se omite en la parte de su cálculo las ecuaciones manejadas para el establecimiento de conceptos como son: el tránsito de avenidas, la determinación del gasto de diseño, el cálculo y obtención de velocidades entre muchos otros.
- Se sabe que es recomendable realizar una revisión de los valores de gastos y precipitaciones cada cinco años y desafortunadamente estos cálculos no están disponibles como material de consulta.

Finalmente como principal conclusión, dentro de este trabajo, vimos que actualmente hay “nuevos” modelos matemáticos para el mejoramiento de las variables meteorológicas que intervienen en el diseño de presas, así como herramientas y software que en los 70’s y 80’s no se difundían como ahora por lo que siendo el sector agua uno de los más importantes en el país es necesario no descartarlos dentro del proyecto y la revisión de cualquier estructura hidráulica.

BIBLIOGRAFIA

- Ambraseys, N. N. (1960) “On the Seismic Behavior of Earth Dams”, Procs., II World Conference on Earth-quake Engineering, Vol 1, pp. 331-350, Tokio.
- Aparicio M., F., Javier. Fundamentos de Hidrología de Superficie. Limusa Noriega Editores, 1989. México
- Arreguín Cortés Felipe I. (2000). Obras de Excedencia, IMTA
- CFE (1981). Manual de diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones Eléctricas. Obras de Excedencia.
- Chow, Ven Te. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill Interamericana, 1994. Bogotá
- Escalante Sandoval C; Reyes Chávez L. (2002). Técnicas Estadísticas en hidrología. UNAM. Facultad de Ingeniería.
- Marsal J. Raúl; Resendiz Núñez Daniel. (1983). Presas de Tierra y Enrocamiento. Ed Limusa.
- United States Department of Interior Bureau of Reclamation. (1985). Diseño de Presas Pequeñas. Cap 8 Ed CECSA.