



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y DISEÑO.

MAESTRÍA Y DOCTORADO EN CIENCIAS E INGENIERÍA

**“Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra  
Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:

PAULA GURRÍA DÍAZ

DIRIGIDA POR:

M.I. JOSÉ GUSTAVO MORALES NAVA

Ensenada, Baja California, junio de 2013

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA  
ARQUITECTURA Y DISEÑO

**Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca,  
Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.**

**TESIS**

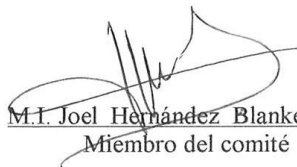
Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

**Paula Gurría Díaz**

Aprobada por:



M.I. José Gustavo Morales Nava  
Director de tesis



M.I. Joel Hernández Blanket  
Miembro del comité



Dr. José Rubén Campos Gaytán  
Miembro del comité



Dr. Pablo A. Rousseau Figueroa  
Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. Junio 2013

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
De tesis de grado de Maestro en ingeniería**

**Dr. Juan De Dios Sánchez López**  
Coordinador de Posgrado  
Facultad de Ingeniería-Ensenada  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por la C. Paula Gurría Díaz para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestra en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

*“Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.”*

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 10 del mes de Junio del 2013.



---

**M.I. José Gustavo Morales Nava**

c.c.p expediente

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
De tesis de grado de Maestro en ingeniería**

**Dr. Juan De Dios Sánchez López**  
Coordinador de Posgrado  
Facultad de Ingeniería-Ensenada  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por la C. Paula Gurría Díaz para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestra en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

*“Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.”*

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 10 del mes de Junio del 2013.



**Dr. José Rubén Campos Gaytán**

c.c.p expediente

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
De tesis de grado de Maestro en ingeniería**

**Dr. Juan De Dios Sánchez López**  
Coordinador de Posgrado  
Facultad de Ingeniería-Ensenada  
P R E S E N T E

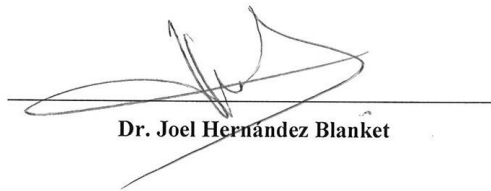
Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por la C. Paula Gurría Díaz para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestra en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

---

*“Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.”*

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 10 del mes de Junio del 2013.



**Dr. Joel Hernández Blanket**

c.c.p expediente

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
De tesis de grado de Maestro en ingeniería**

**Dr. Juan De Dios Sánchez López**  
Coordinador de Posgrado  
Facultad de Ingeniería-Ensenada  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por la C. Paula Gurría Díaz para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestra en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

*“Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.”*

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 10 del mes de Junio del 2013.



---

**Dr. Pablo Andrés Rousseau Figueroa**

c.c.p expediente

## ***Agradecimientos***

### ***A mi Familia,***

por su infinito apoyo, paciencia, comprensión y empuje para concluir este esfuerzo. Los amo, todo lo que he logrado ha sido gracias a ustedes. Padre...esta tesis es para ti.

### ***A mi director de tesis el M.I. Jose Gustavo Morales Nava,***

sin quien hubiese sido imposible la realización de este trabajo. Quien ante toda adversidad nunca dejó de trabajar en este esfuerzo y le brindo todo su apoyo, tiempo y dedicación. Es usted ante cualquier otra cosa, un ejemplo de fortaleza. Sin duda su entrega incondicional a la docencia le ha ganado el merecido respeto de quien ha tenido el gusto de trabajar con usted y por supuesto el mío. Por todo lo anterior simplemente GRACIAS.

### ***A Lupita y la Familia Morales,***

quien me recibió en su hogar durante tiempos difíciles con toda amabilidad y buena disposición si la que no hubiese sido posible concretar este esfuerzo.

### ***A Pablo,***

por su acompañamiento en los momentos de júbilo y los retos de este proceso.

*A todos aquellos que de una u otra manera me brindaron su apoyo durante este trayecto y me ayudaron a concretar esta tarea.*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

### Capítulo I

I. INTRODUCCIÓN .....	11
I.1. Elementos integrantes de las pequeñas obras hidráulicas.....	12
I.2. Falla de una presa.....	15
I.3. Objeto de Estudio.....	16
I.4. Descripción del problema.....	17
I.5. Hipótesis.....	18
I.6. Objetivo general.....	18
I.7. Objetivos específicos del trabajo.....	18
I.8. Resultados esperados.....	19

### Capítulo II

II. ESTADO DEL ARTE.....	20
II.1. Publicaciones Gubernamentales.....	21
II.2. Publicaciones Comerciales.....	22
II.3. Publicaciones Académicas.....	22

### Capítulo III

III. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.....	25
III.1. Partes de una Obra de Excedencia.....	25
III.2. Clasificación de Obras de Excedencias para Pequeñas Presas.....	26
III.3. Definición de Esquemas típicos de Obras de Excedencias para Pequeñas Presas	29
III.4. Definición de Esquemas de Obras de Excedencias para Presa objeto de Estudio	34
III.5. Métodos de cálculo para Obras de Excedencia de Pequeñas Presas.....	35

### Capítulo IV

IV. REVISIÓN DEL PROYECTO EXISTENTE.....	37
IV.1. Revisión de la Avenida de Diseño.....	37
IV.2. Revisión de Áreas-Capacidades del Vaso de Almacenamiento.....	42
IV.3. Análisis de Volumen Aprovechable.....	44

IV.4. <b>Avenida de Diseño</b> .....	48
IV.5. <b>Capacidad del Vaso de Almacenamiento</b> .....	49
Capítulo V	
V. DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL VASO DE ALMACENAMIENTO...	51
V.1. <b>Prediseño</b> .....	51
V.2. <b>Selección de OEVA para Proyecto</b> .....	52
V.3. <b>Diseño de LA Obra de Excedencias para cortina de Gaviones</b> .....	56
Capítulo VI	
VI. DISEÑO DE LA CORTINA.....	65
VI.1. <b>Propuesta inicial</b> .....	65
VI.2. <b>Cálculo Estructural</b> .....	66
VI.3. <b>Revisión de Resistencia a la Flotación</b> .....	81
Capítulo VII	
VII. CONCLUSIONES.....	83
Capítulo VIII	
VIII. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	85
ANEXOS.....	90
ANEXO A .....	90
ANEXO B .....	106
ANEXO C .....	117
ANEXO D.....	119

## RESUMEN

Resumen de la Tesis de PAULA GURRÍA DÍAZ, presentada como requisito parcial para obtener el grado de Maestra en Ingeniería en Ingeniería Hidráulica, del programa Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería de la Universidad Autónoma de Baja California. Ensenada Baja California, México a 20 de Enero de 2013.

### **Optimización del diseño de la obra de excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Ensenada, Baja California, México.**

Resumen aprobado por:



---

M.I. José Gustavo Morales Nava

Resumen.

*Este trabajo revisa y propone la optimización del diseño hidráulico de la Obra de Excedencias del Bordo Sierra Seca, Santo Tomás, Baja California, México. La obra sufrió una falla total por lo que en este trabajo se revisa el proyecto para optimizarlo en lo que respecta el diseño hidráulico de la obra de excedencias y así incrementar la seguridad de la obra. El trabajo recopila y clasifica los tipos de obras de excedencias que se recomienda para la regulación de pequeñas obras hidráulicas en la región y plantea una metodología de cálculo para pequeñas obras hidráulicas hechas a base de gaviones con base a los procedimientos dispersos que diversos autores proponen. En el desarrollo del trabajo se hace una revisión del Estudio hidrológico del sitio de la obra, el cálculo de la avenida de diseño, la revisión de la capacidad del vaso de la obra, la propuesta y diseño de la Obra de Excedencias y el diseño de la cortina de la obra. Este trabajo representa una herramienta que puede utilizarse como guía para el cálculo de pequeñas obras hidráulicas con condiciones similares a la obra objeto de estudio.*

**Palabras Clave:** Aliviadero, Obra de Excedencias, Vertedor, Presa pequeña, Presa de gaviones, Bordo, Obra hidráulica.

## CAPÍTULO I

### I INTRODUCCIÓN

Tema de interés mundial es el agua. Recurso vital para la existencia, desarrollo y progreso de toda vida. La disposición del recurso es imprescindible para el desarrollo humano, sin embargo, la disposición del agua dulce a nivel mundial es aún insuficiente, limitada y mal distribuida. Según la Declaración Mundial aprobada en Kioto el 5 de Junio de 2012 [53], la población mundial para el 2050 se estima exceda los 9 billones de habitantes, esto combinado con el continuo incremento en el nivel estándar de calidad de vida de la población y la posible distribución irregular del recurso debido a cambios climáticos, incrementarán continuamente la demanda mundial de agua dulce. La infraestructura hidráulica para el manejo del recurso se volverá cada vez más importante a nivel mundial, sobre todo las obras para el almacenamiento del mismo.

Dentro de la infraestructura utilizada para el almacenamiento de agua se encuentran las pequeñas y grandes presas. Organismos y autores a nivel internacional se pronuncian a favor de la construcción de pequeñas obras hidráulicas de almacenamiento, versus la construcción de grandes obras que causan la inundación de grandes extensiones de terreno aprovechable, el desplazamiento de asentamientos humanos y amenazan la estabilidad ambiental del ecosistema donde se construyen.

En la región existe una gran necesidad de construir pequeñas obras hidráulicas de retención de agua, por tratarse de una zona con un clima semiárido. Estas pequeñas obras pueden ser pequeñas presas, bordos o jagüeyes contruidos de materiales locales. Ya sea que las obras sean para consumo o la recarga de acuíferos, dichas obras requieren una obra de excedencias del vaso de almacenamiento (OEVA) para la regulación del volumen de almacenamiento de agua. La (OEVA) representa una parte sumamente importante de obra hidráulica, ya que sin la

debida regulación del volumen de agua almacenada, la obra corre peligro de presentar fallas o inclusive un colapso total irremediable.

Este trabajo presenta un análisis del diseño de la OEVA con el fin de llegar a un diseño óptimo de la misma para el bordo "Sierra Seca". Las pautas establecidas para dicha obra, a su vez, podrán ser una herramienta de diseño para otras pequeñas obras hidráulicas con condiciones similares a la del objeto de estudio.

### **I.1 Elementos integrantes de las pequeñas obras hidráulicas**

Los principales elementos de las pequeñas presas según Torres en Obras Hidráulicas [59] son:

- Vaso de Almacenamiento:

Es una ampliación de un valle por donde escurre una corriente, susceptible a cerrarse en su parte más estrecha para acumular agua.

- Cortina:

Una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento, derivación o protección.

- Obra de Desvío:

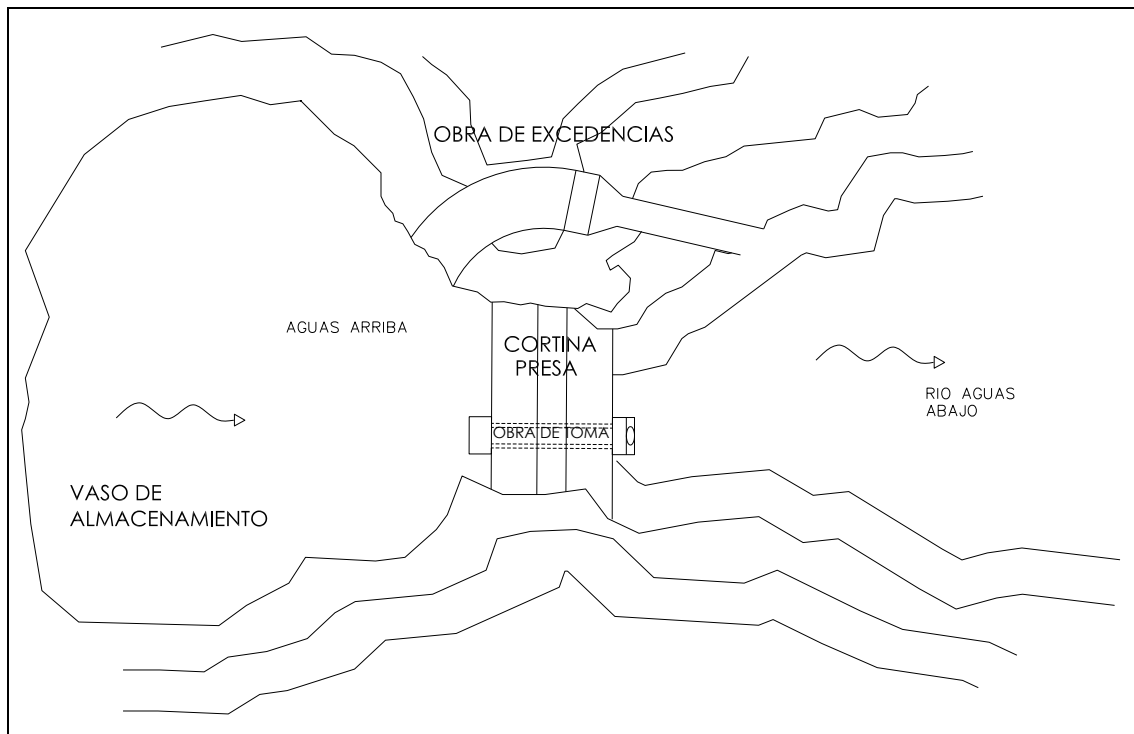
Obras temporales que tienen por objetivo controlar o desviar, como su nombre lo dice, la corriente del cauce durante la construcción de la presa. Permite que el sitio de construcción permanezca seco durante el desplante de la cortina y obras auxiliares.

- Obra de Toma:

Estructura que permite la extracción de agua del embalse para los fines deseados.

- Obra de Control y Excedencias:

Tiene la función de dejar escapar los volúmenes de agua excedentes al volumen que la obra tiene capacidad de retener o controlar.



**Figura 1.** Partes de una Obra hidráulica típica.

Las pequeñas Obras Hidráulicas construidas en la región no requieren de una obra de desvío debido al largo periodo de estiaje que se presenta en el clima semiárido. En lo que se refiere a la Obra de Toma, se usa para cualquier obra de aprovechamiento hidráulico que pueda tener un almacenamiento suficiente para ello, como pueden ser las usadas para extracción de agua en la dotación a una pequeña población, agua de riego en pequeñas superficies, agua para abrevaderos de ganado, agua para pequeñas hidroeléctricas, agua para mantenimiento del ecosistema, entre otras.

Por lo anterior, las pequeñas obras hidráulicas de la región normalmente están compuestas por un Vaso de Almacenamiento, la Cortina, una Obra de Excedencias y en algunos casos la Obra de Toma, que consiste generalmente en una tubería de pequeño diámetro y una válvula de control para la extracción de pequeños caudales.

## I.2. Falla de una presa

La falla de una Presa es la principal preocupación de los proyectistas, constructores y dueños de la obra, ya que representa la pérdida del recurso económico invertido en la misma, así como la seguridad de todos los recursos naturales, económicos y humanos aguas debajo de la obra.

Las principales causas por las que falla de una presa son [3]:

- Desbordamiento por insuficiencia del vertedor
- El sifonamiento de la base del terraplén
- El deslizamiento del talud agua abajo
- Agrietamiento transversal

De acuerdo a la tabla presentada por Arreguín, C. F. [4], que a su vez hace referencia al trabajo de Marengo H. (1994), 61 de los 107 casos de falla que se reportaron hasta 1975, Silveira A., 1990 se deben a desbordamiento por insuficiencia del vertedor, lo que representa el 57% de las fallas. En la Tabla 1 y 2 se presentan los datos relevantes para este trabajo de las investigaciones de los autores ya mencionados.

**Tabla 1.** Fallas que se deben a desbordamientos por periodo de Terminación.

Terminación Año	Material de Cortina		
	Tierra y enrocamiento	Concreto y mampostería	Total
< 1900	8	9	17
1900 A 1909	2	4	6
1910 A 1919	7	4	11
1920 A 1929	2	-	2
1930 A 1939	3	-	3
1940 A 1949	3	-	3
1950 A 1959	6	-	6
1960 A 1965	7	1	8
1970 A 1971	5	-	5
TOTAL	43	18	61

**Tabla 2.** Fallas debido a desbordamientos por altura de Presa.

Altura (m)	Material de Cortina		
	Tierra y enrocamiento	Concreto y mampostería	Total
< 15	5	1	6
15 a 30	21	10	31
30 a 50	9	6	15
50 a 100	8	1	9
TOTAL	43	18	61

Arreguín, C. F. [4] menciona: “Un vertedor mal proyectado puede originar que el nivel del agua sobrepase la corona de la presa y derrame sobre ella, lo que puede ocasionar la falla, sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o de enrocamiento”.

La insuficiencia de un vertedor es en muchos casos la razón de falla de la obra hidráulica. Disponer de herramientas adecuadas de diseño para la OEVA es de importancia para la vida y seguridad de estas obras.

Hasta principios del siglo XX, las obras hidráulicas se diseñaban con base al conocimiento empírico de los constructores o ingenieros a cargo de la obra, la literatura al respecto asentaba los métodos o criterios de diseño constructivos que se habían utilizados en obras anteriores. No fue hasta mediados del siglo XX, con la incorporación del uso de modelos en laboratorios para el diseño de obras hidráulicas y el avance tecnológico en cuanto a maquinaria, materiales y métodos constructivos, que se produjeron grandes mejoras en el diseño y la construcción de este tipo de obras.

Actualmente el uso de modelos de laboratorio para el diseño de pequeñas obras hidráulicas no es costeable. Para estos casos las herramientas teóricas son la opción para su diseño. El estudio del diseño de la OEVA con el fin de optimizarlo de acuerdo a las necesidades locales podrá ser de provecho para el diseño de la obra objeto de estudio y otras obras de este tipo en la localidad.

### I.3 Objeto de Estudio

El objeto de estudio será la OEVA del bordo “SIERRA SECA”, se localiza en el Ejido Ajusco dentro del rancho Sierra Seca en la Delegación de Santo Tomás, se ubica geográficamente con las coordenadas  $31^{\circ} 33' 19.96''$  de Latitud Norte,  $116^{\circ} 30' 10.96''$  de Longitud Oeste.

En la figura 2 se muestra a nivel estatal la ubicación geográfica de la Delegación de Santo Tomás, dentro del Estado de Baja California.



**Figura 2.** Ubicación geográfica de Santo Tomás en el Estado de Baja California.

Para ubicar a la Delegación de Santo Tomás respecto al puerto de Ensenada se muestra la Figura 3, donde se aprecia está ubicada al sur de dicho puerto.



**Figura 3.** Santo Tomás al sur del Puerto de Ensenada.

El bordo SIERRA SECA falló posterior a su construcción. Las causas de su fallo se desconocen, pudieron ser de distinta índole o una combinación de varios factores, lo cierto es que un adecuado diseño de la OEVA puede asegurar la vida útil de una Obra hidráulica de éste tipo.

Una mejora en el diseño de la OEVA podrá incrementar la seguridad de la obra hidráulica y por tanto el bienestar de los recursos naturales, humanos y económicos que dependen directa o indirectamente de ella.

#### **1.4 Descripción del problema**

El diseño de una obra de OEVA puede resultar inadecuado debido a la falta de herramientas o metodologías de cálculo aterrizadas a las condiciones locales. Las herramientas producen diseños poco óptimos que pueden poner en peligro la obra. Otra consecuencia es que para cuidar la seguridad de las obras los diseños se cargan del lado seguro de la construcción, lo que resulta en obras más grandes y costosas.

## **I.5 Hipótesis**

Debido a la falta de herramientas, surge la inquietud de hacer un trabajo que reúna procedimientos dispersos y los agrupe en un diseño adecuado para el tipo de obra que se construye localmente. Con ello, se busca optimizar el diseño de la OEVA del Bordo Sierra Seca.

## **I.6 Objetivo general**

Optimizar el diseño de la Obra de Excedencias del Vaso de Almacenamiento del bordo Sierra Seca.

## **I.7 Objetivos específicos del trabajo**

- Recopilar información fisiográfica de la cuenca y sitio del bordo objeto de estudio: "Sierra Seca".
- Recabar información de procedimientos de diseño. Determinar la situación actual del estado del arte para el diseño de la OEVA.
- Analizar la información obtenida.
- Definir características específicas para las OEVA que típicamente se presentarán en los casos de las pequeñas obras hidráulicas que se construyen localmente.
- Selección del tipo de OEVA que se diseñará.
- Diseño de la OEVA del bordo objeto de estudio para cortinas de distintos materiales.

## **1.8 Resultados esperados**

Al término del trabajo se espera obtener un diseño para la OEVA del bordo objeto de estudio, optimizando el diseño hidráulico, lo que aumentará la seguridad que esto le dé a la obra hidráulica.

El trabajo aportará una herramienta única, que aterrice los procedimientos dispersos existentes, para resolver una problemática común en el diseño de pequeñas obras hidráulica: el diseño adecuado de una OVEA para las características de la localidad, que incremente la seguridad y vida útil de la obra.

## **CAPÍTULO II**

### **II. ESTADO DEL ARTE**

En el Capítulo anterior se expuso la importancia de las pequeñas obras hidráulicas como son las presas de tierra o de materiales locales. Por su importancia, la construcción de éste tipo de obras se ha realizado en diversas partes del mundo sobre todo para el desarrollo de zonas dedicadas a la actividad agrícola o ganadera.

A pesar de que la construcción de éste tipo de obras tiene miles de años de existir, los registros sobre sus métodos constructivos tienen mucho menos tiempo.

#### **II.1 Publicaciones Gubernamentales.**

Debido a que la mayoría de éste tipo de obras es construida con apoyos de organismos de gobierno en los distintos países, es natural que las primeras publicaciones de los diseños y métodos constructivos de éstas obras se hayan producido por organismos de tipo gubernamental.

En el continente Americano quien marcó la delantera y la pauta en la construcción de pequeñas obras hidráulicas, fue los Estados Unidos.

El United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, quien se encargaba de la construcción de éste tipo de obras, publicó el libro Presas pequeñas. La publicación se revisó y reeditó hasta 1985 en español. A pesar de que el USBR quedase disuelta tiempo atrás, libro sigue siendo “el texto” de referencia hasta la fecha. La publicación consta de 11 Capítulos, de los cuales todos serán revisados. El tema central del trabajo es el diseño de la OEVA del bordo, por lo que se trabajará en especial con el Capítulo 8. VERTEDORES que presenta los subtemas A. GENERALIDADES, B. DESCRIPCIÓN DE LOS VERTEDORES DE SERVICIO, C. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL. D. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS CANALES DE DESCARGA SIN SECCIÓN DE CONTROL. F. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS VERTEDORES DE DEMASIAS y G. DETALLES DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

El United States Army Corps of Engineering (USACE) es otro organismo que ha emitido publicaciones relevantes a la construcción de pequeñas presas. El USACE publica y actualiza constantemente una serie de manuales de Ingeniería que pone a disposición de todo público en su sitio de internet [48]. Para el trabajo se consultaran los manuales “*Hydraulic Design of Spillways*” [19], “*Construction Control for Earth and Rock-Fill Dams*” [20], “*General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams*” [21], y “*Gravity Dam Design*” [22].

En México la ya disuelta Secretaría de Recursos Hídricos (SRH) publicó en 1979. *Presa de Derivación Modelo Morelos 4*. Esta publicación contiene pasos detallados para la realización del estudio Hidrológico de un proyecto de ésta naturaleza. Los procedimientos, fórmulas y tablas que presenta la publicación serán utilizados en el capítulo de Revisión del Proyecto Existente de éste trabajo.

La SRH se convirtió en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), la cual publicó una revisión de algunos de los manuales de la SRH dentro de los cuales se cuenta con los manuales *Lineamientos Generales para la Construcción de un Bordo con fines de Abrevadero* [17] y *Pequeños Almacenamientos* [18].

La SARH años después se convirtió en la actual SAGARPA Secretaría de Agricultura Ganadería y Pesca, y por otro lado se integró la Comisión Nacional del Agua CONAGUA quien manejaría la gestión del recurso hídrico.

En lo que respecta a obras hidráulicas pequeñas, la SAGARPA a través del programa COUSSA y en colaboración con el Colegio de Posgraduados ha publicado una serie de pequeños manuales de referencia a nivel federal entre los que se encuentran *Presas de Mampostería* [6], *Presas de Cortinas de Tierra compactada para abrevadero y pequeño riego* [7], *Presas de Gaviones* [8], *Presas de Concreto para abrevadero y pequeño riego* [9], *Ficha técnica\_Obras de Excedencias* [10], *Ficha técnica\_Disipadores de energía* [11] y *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas* [12]. Se hará uso de la información en el manual [12] para la revisión del proyecto existente en lo que se refiere al estudio hidrológico de la zona del proyecto, mientras que los

manuales [6], [7] y [8] se revisaran y posiblemente se empelarán en el cálculo dependiendo del material con el cual resulte el diseño final del proyecto.

Por otro lado, después de la disolución de la SRH y la SARH, en México la construcción de grandes presas, ha quedado a cargo de la CONAGUA y organismos operadores del agua locales o la Comisión Federal de Electricidad CFE, si la obra pretende aprovecharse como una hidroeléctrica.

La CFE publicó el *Manual de diseño de Obras Civiles*, dentro del cual existe un apartado de *Hidrotecnia* en el cual se dedica una manual entero al tema de *Obras de Excedencia* [15].

En lo que se refiere a la información sobre presas de mayor tamaño la ICOLD, International Commission on Large Dams por sus siglas en inglés, es quien proporciona la pauta, lineamientos y consideraciones para la construcción de éste tipo de presas a nivel internacional. Aunque sus publicaciones normalmente tartan sobre obras de mayor tamaño, también resulta útil para el diseño de pequeñas obras. En este trabajo se revisaron publicaciones hehcas por Comissión en material del aprovechamiento del recurso hídrico en el document con referencia [57].

## **II.2 Publicaciones Comerciales.**

Para el diseño de estructuras a base de gaviones, las compañías dedicadas a la fabricación y suministro de gaviones han publicado manuales con procedimientos completos de diseño para pequeñas obras hidráulicas construidas con éste material.

A nivel internacional la compañía italiana Maccaferri publicó la herramienta titulada Manual de Diques Flexibles [26] en la que se presenta la revisión del cuerpo de la cortina de pequeñas presas elaboradas a base de gaviones.

LEMAC, es una compañía que se dedica igualmente a la producción y distribución de gaviones a nivel Nacional. Ellos manejan las publicaciones [24] y [25] en las que se puede revisar el procedimiento básico para el diseño de la cortina de una pequeña obra hecha a base de gaviones.

### **II.3 Publicaciones Académicas.**

Libro *Diseño Hidráulico de Aliviaderos para Presas Pequeñas*. Cuba. La información de esta publicación [2], será crítica para el buen desarrollo de este trabajo. Este libro proporciona métodos detallados de cálculo para diversos tipos de Obras de Excedencias. El Capítulo I. Generalidades será contemplado para la definición de las partes de la Obra de Excedencias, El Capítulo II. Será ampliamente revisado para el procedimiento de cálculo del canal de acceso del vertedor y el Capítulo III. Sección Vertedora, será revisado a detalle para el cálculo de la cresta vertedora de la obra del trabajo objeto de estudio.

*Libro Obras de Excedencia*. Mexico. Publicado por el IMTA [4], este libro representa una buena recopilación de Información y procedimientos para el diseño de Vertedores. Sin embargo se concentra en vertedores para obras de mayor tamaño y de perfil práctico tipo Creager. Se utilizará parte de la información presentada en el capítulo de análisis de la información del presente trabajo.

*Libro de Hidráulica General*. México. El libro de Hidraulicas General de Sotelo [44], se utilizará para formulas generales de hidráulica como pueden ser las fórmulas para el cálculo de la carga hidráulica crítica en canales, las fórmulas para crestas vertedoras. Dicha fórmulas se encuentran en los últimos capítulos de la publicación.

*Libro Presas de Tierra*. Cuba. Este libro [3] contiene información valiosa para el desarrollo del trabajo en el caso en el que se diseñe una presa de tierra para el proyecto. Los capítulos que serian de interés serian el 1. Generalidades, 4. Causas de fallas en las presas de tierra. 5. Estabilidad de taludes en Presas de tierra y 6. Diseño de algunos elementos de las presas de tierra.

*Artículo Estudio integral del aliviadero de abanico o mexicano*. México. Publicado en la revista Tecnología y Ciencia del Agua del IMTA [27], presenta los resultados del estudio experimental del vertedor tipo mexicano en una serie de generalizaciones para su diseño racional. A partir del análisis de resultados en laboratorio recomienda una serie de pautas para su diseño teórico. El artículo es un análisis muy completo de éste tipo de vertedores que cumple con la

características de los vertedores que pueden utilizarse en la región. El estudio relaciona todos los parámetros que influyen en su funcionamiento hidráulico, como son la altura del cimacio aguas arriba y su curvatura en planta.

*Artículo Cálculo del perfil de flujo sobre vertedores sin control.* México. Como se verá con detalle en el siguiente capítulo, las pequeñas obras hidráulicas de la región suelen tener obras de excedencias sin control. El artículo [29] presenta “un esquema numérico para calcular el perfil de la superficie libre del agua sobre vertedores tipo cimacio”. El esquema presentado es basado en un modelo matemático obtenido a partir del principio de conservación de la cantidad de movimiento. Los resultados obtenidos por el esquema fueron satisfactorios al ser comparados con datos experimentales reportados por centros de investigación. Este artículo nuevamente aporta un procedimiento práctico para el cálculo de este tipo de vertedores que pueden ser utilizados en la región.

*Artículo Método propuesto para el diseño hidráulico de trampolines empleados como disipadores de energía en aliviaderos para presas, considerando la ocurrencia del cono de socavación al pie del mismo.* México. Una estructura hidráulica comúnmente utilizada en las obras hidráulicas son los disipadores de energía, los cuales según el artículo [28] están sujetos a un grado de incertidumbre en lo que se refiere a la propuesta de dimensiones por la socavación que se produce aguas debajo de la estructura. El artículo presenta una solución a dicha incertidumbre al incluir como parte del proceso del diseño la comprobación de la estabilidad del propio vertedor o cualquier otra obra cercana a la zona de disipación de energía. Si en diseño de la obra del presente trabajo requiere estructuras de disipación, este artículo será consultado para su cálculo.

## CAPÍTULO III

### III. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

La información obtenida en el capítulo anterior se revisó para discriminar lo que se utilizó en el trabajo. El análisis se enfocó principalmente en definir y clasificar las partes de la obra de excedencia para el trabajo y su clasificación. Con ello, se definieron los esquemas típicos de obras de excedencia que se consideran óptimos para el tipo de pequeñas obras hidráulicas construidas en la región.

#### 3.1 Partes de una Obra de Excedencias

Las obras de excedencias también llamadas vertedores están compuestas por diversas partes, cada una de las cuales implica su respectivo diseño hidráulico. LA USBR [1] maneja esencialmente cinco componentes: Canal de Acceso, Estructura de Control, Canal de Descarga, Estructura Terminal y Canal de Salida. Alegret et al [2] y [5] manejan 6 componentes: Canal de Aproximación, Sección de Control, Transición, Rápida o Conducto de Descarga, Estructuras Terminales o Disipadores de Energía. La United States Army Corps of Engineering (USACE) no maneja propiamente una división de sus partes en el Manual [19], sin embargo, a lo largo de su método de cálculo considera: Canal de Aproximación, Cresta Vertedora, Canal de Descarga y Disipadores de Energía. Otros autores manejan una división o mención de sus partes similares [2], [5]. De la información anterior se extrajo una clasificación general que se indica a continuación (Ver figura 4) y se tomó en cuenta para el cálculo hidráulico de las distintas partes de la obra de objeto de estudio.

- *Canal de Acceso (Descrito también de “llamada”, “llegada” o “aproximación”)*

Obra hidráulica que precede la sección vertedora. Su función es conducir el agua a la sección vertedora en condiciones tranquilas, y darle dirección normal al eje de la sección vertedora. Debe ser diseñado de manera que no afecte el talud de la cortina. La entrada del agua debe ser suave y con velocidad pequeña para evitar erosiones.

- *Sección Vertedora. (Descrito también “Sección de control”)*

El Vertedor es propiamente la obra que regula y gobierna las descargas de los excedentes en el vaso. Las secciones vertedoras se presentan de diversas formas y con diferentes variantes, en los párrafos anteriores se presentaron ya las cuatro formas generales de las secciones vertedoras mismas que se aprecian en la Figura 4.

- *Transición*

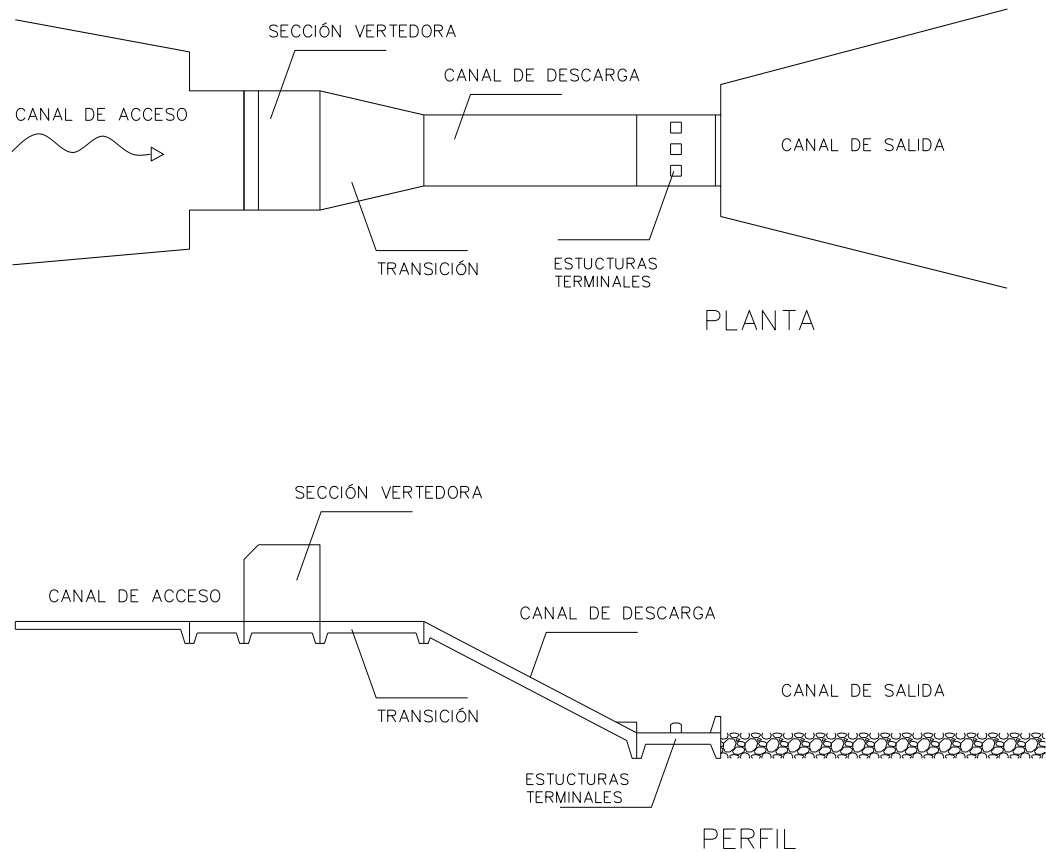
Estructura hidráulica entre la sección de control y el Canal de Descarga. Permite reducir el ancho de la sección de control sin producir excesiva turbulencia de flujo, reduciendo así trabajos y costos de construcción.

- *Canal de Descarga*

Obra que compensa la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce aguas abajo. Debido a que la obra debe ligar la sección vertedora al cauce aguas abajo se ajusta a las condiciones del sitio de cada proyecto.

- *Canal de Salida*

Consiste en la incorporación del flujo vertido al cauce aguas abajo de la obra de retención. Dependiendo del proyecto, si el agua al descender por el Canal de Descarga adquiere velocidad en exceso, entonces se construyen anteriores a la salida del flujo (entre el Canal de Descarga y el de Salida), disipadores de energía para amortiguar el golpe del agua y propiciar su incorporación suave al cauce aguas abajo, evitando erosiones que puedan dañar las estructuras de la obra de Excedencia o de la Cortina.



**Figura 4. Partes de un Vertedor típico, Vista en Planta y Perfil.**

### 3.2 Clasificación de Obras de Excedencias para Pequeñas Presas.

Existen diferentes criterios para la clasificación de las obras de excedencia. La mayoría se centran alrededor de forma y características de la propia sección vertedora. La clasificación por su sistema de control como marca el USBR en su publicación Presas Pequeñas [1], divide a los vertedores en dos grandes grupos: los que tiene control y los que son sin control. El primero se refiere a aquellos vertedores provistos de un sistema de compuertas que controlan el flujo de salida por la sección vertedora y el segundo a que el flujo pasa libre por la sección vertedora. Ésta última clasificación no es de utilidad para pequeñas presas como las encontradas localmente, debido a que por su naturaleza, rara vez tendrán un sistema de compuertas en la

sección vertedora. En éste trabajo se estudiarán casos de vertedores sin control y la clasificación de los vertedores se acotará primeramente por su ubicación: en el cuerpo de la cortina o fuera de éste (Ver Figuras 5 y 6) y en una segunda instancia por la forma de su sección vertedora de acuerdo con la clasificación indicada por Alegret *et al.* en [2] (1997) y otros autores de manera similar [5], [15] y [16]. La clasificación de la sección vertedora para presas pequeñas se puede reducir a secciones de: pared delgada, pared gruesa o cresta ancha y de perfil practico con o sin vacios. Los cuatro tipos de secciones se muestran esquematizamos más adelante (ver Figura 5).

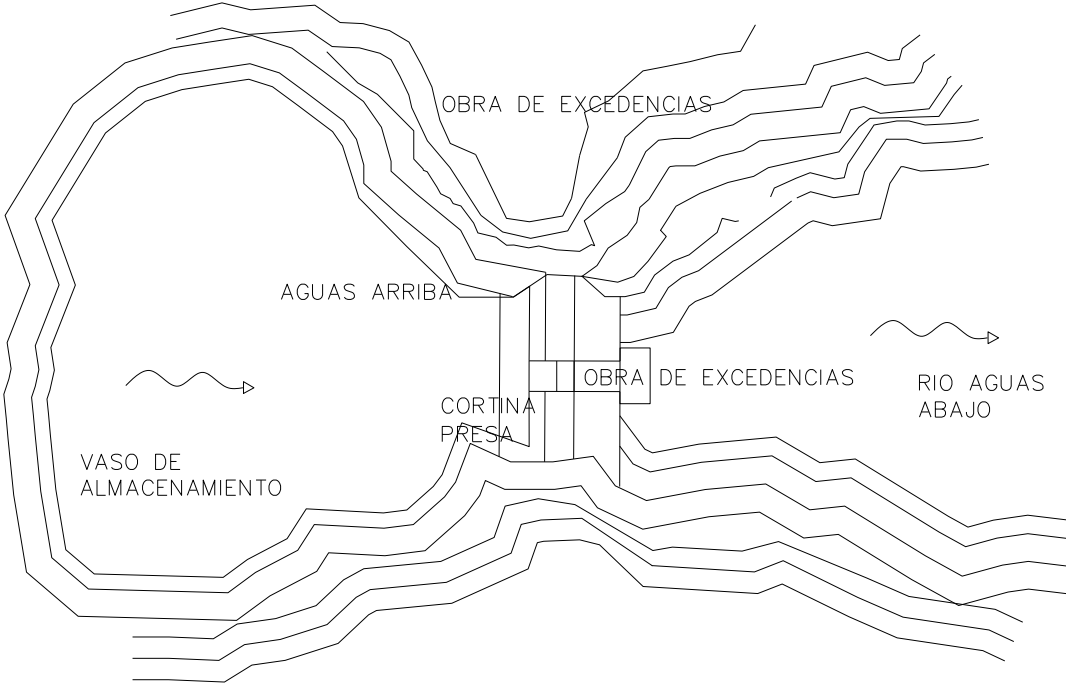


Figura 3. Vertedor dentro del Cuerpo de la Cortina.

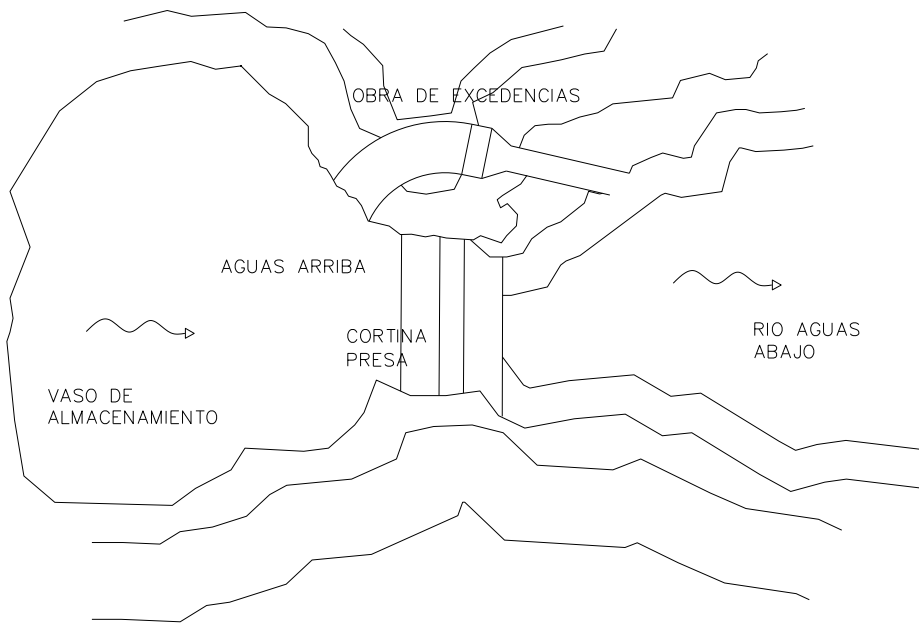


Figura 5. Vertedor Lateral. Obra de Excedencia fuera del cuerpo de la cortina.

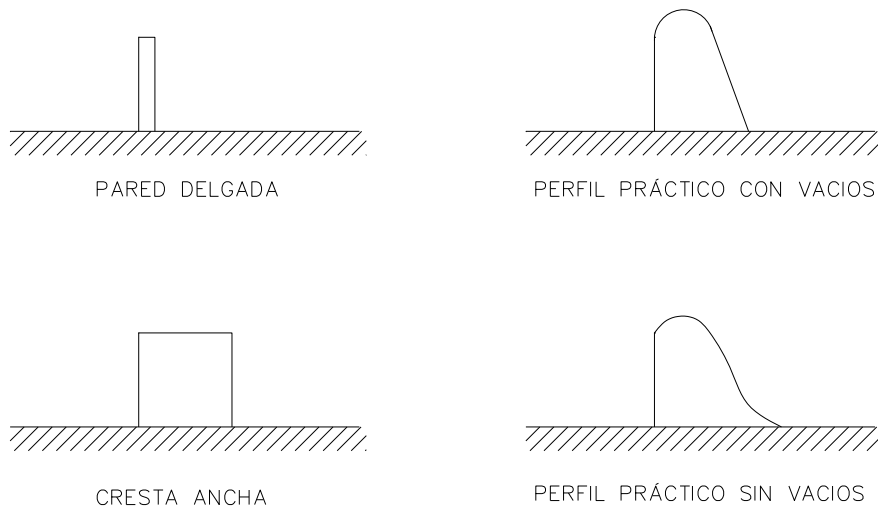


Figura 6. Tipos de Perfiles de Sección Vertedora.

### 3.3 Definición de Esquemas Típicos de Obras de Excedencias para Pequeñas Presas

La Obra de Excedencia es una obra que se adapta a cada proyecto y que depende de las condiciones que se encuentren en él, por lo tanto, tiene variantes evidentemente. A continuación se muestran diversos ejemplos esquemáticos (Ver Figuras 7,8,9, 10 y 11). Las variantes que consisten esencialmente en prescindir o agregar alguna parte de la obra de excedencia, inclusive se nombran de acuerdo a su forma según diversos autores como se puede ver en [1], [2], [4], [5], [15] y [16]. En el caso de las obras de excedencia para pequeñas presas los autores presentan las siguientes variantes.

- Vertedor Lateral con conducto o sección de descarga

Las pequeñas presas usualmente son construidas con materiales locales, muchas de estas obras tienen cortinas de tierra por lo que un vertedor fuera del cuerpo de la cortina es recomendado. Los vertedores laterales en grandes presas pueden requerir mucho espacio, pero en pequeñas presas también el espacio suele ser una limitante por lo que la propuesta de un vertedor lateral con cajón o conducto, como el que plantea Alergel et al. en [2], es una buena solución y se recomienda para obras de pequeña capacidad. Usualmente, este tipo de OEVA puede trabajar tanto con perfiles prácticos como de cresta ancha.

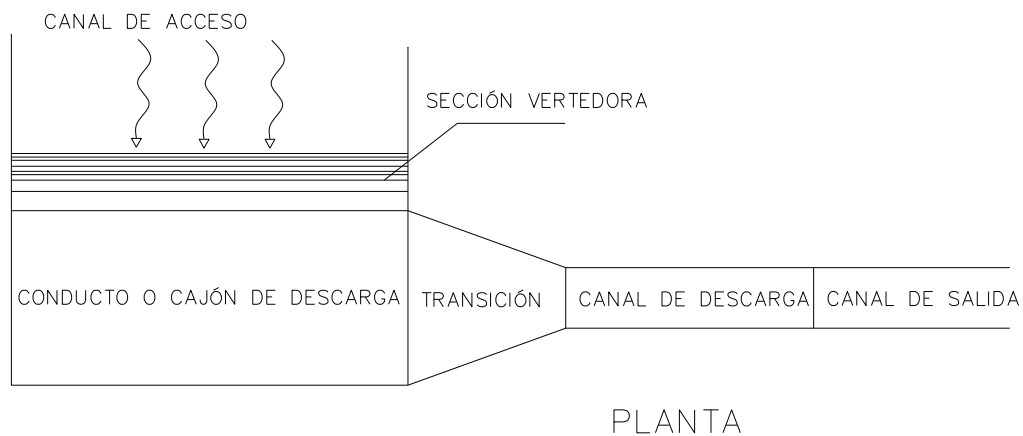


Figura 7. Esquema de OEVA lateral, con conducto o cajón de Descarga.

- Vertedor tipo Mexicano o Abanico

Dicho vertedor aunque es poco utilizado a nivel internacional, representa una gran solución para las pequeñas obras que se construyen en vasos de poca capacidad donde la longitud de la boquilla o el ancho permitido para el vertedor, no es suficiente para descargar el volumen de agua necesario en un determinado tiempo. El diseño de arco de este tipo de vertedores, permite ampliar la longitud de vertimiento y desalojar mayor volumen de agua para proteger debidamente la obra hidráulica. Las OEVA de este tipo pueden diseñarse con un perfil práctico o uno de cresta ancha según la elección del diseñador.

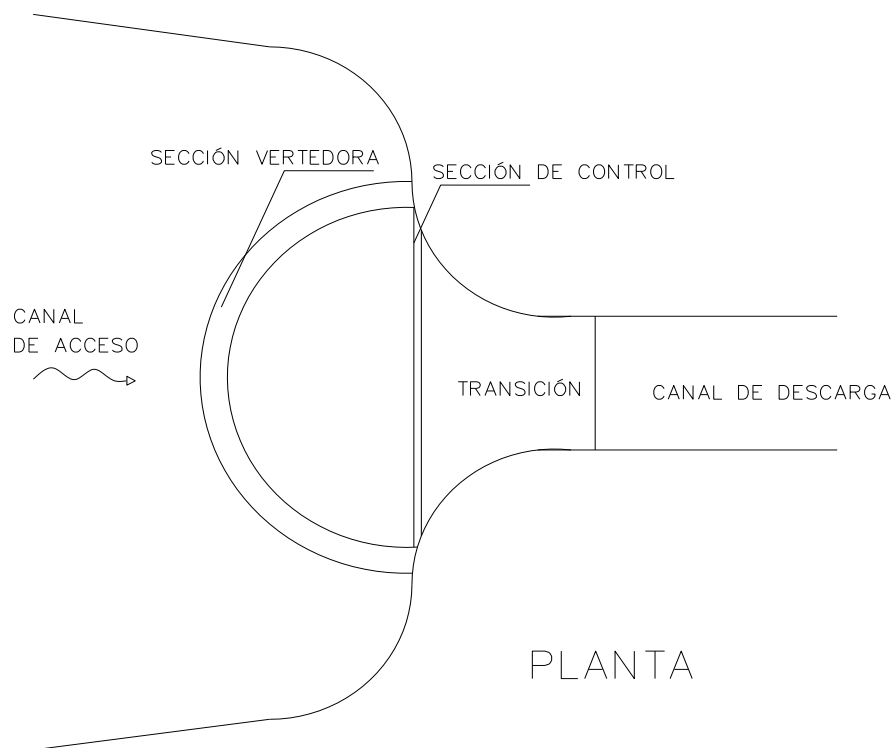


Figura 8. OEVA tipo Abanico o Mexicano.

- Vertedor a base de Gaviones. Sección Vertedora de Cresta Ancha

En los sitios en los que las condiciones lo permiten o demandan las cortinas de las pequeñas presas pueden elaborarse a base de gaviones de malla rellenos de roca de pepena del sitio. Por la naturaleza rectangular de los gaviones, estas obras trabajan con

perfiles de cresta ancha únicamente y pueden terminar rectos o escalonados aguas abajo del cimacio de la sección vertedora.

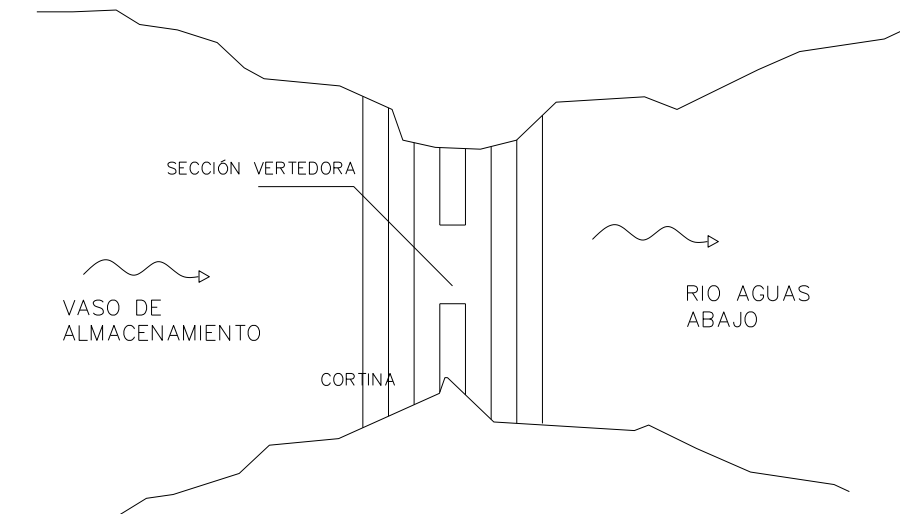


Figura 10. OEVA a base de Gaviones. Sección Vertedora de Cresta ancha con escalonamiento.

- Vertedores tipo Rebosadero

Existen obras donde la sección vertedora no es suficiente para desaojar el volumen deseado para regular el vaso de la presa, por lo que es necesario construir un vertedor tipo rebosadero. Éstos únicamente se pueden colocar en cortinas de material no permeable, debido a que deben soportar el paso del agua por encima de la corona de la cortina de la presa, estas cortinas se limitan a: las cortinas de concreto, las de mampostería revestidas de concreto y las elaboradas a base de gaviones de roca. Las secciones vertedoras para OEVA de este tipo pueden ser prácticas o de cresta ancha, si se construyen de concreto o mampostería recubierta de concreto, mientras que las elaboradas con gaviones tendrán secciones de cresta ancha (Ver Figuras 9 y 11).

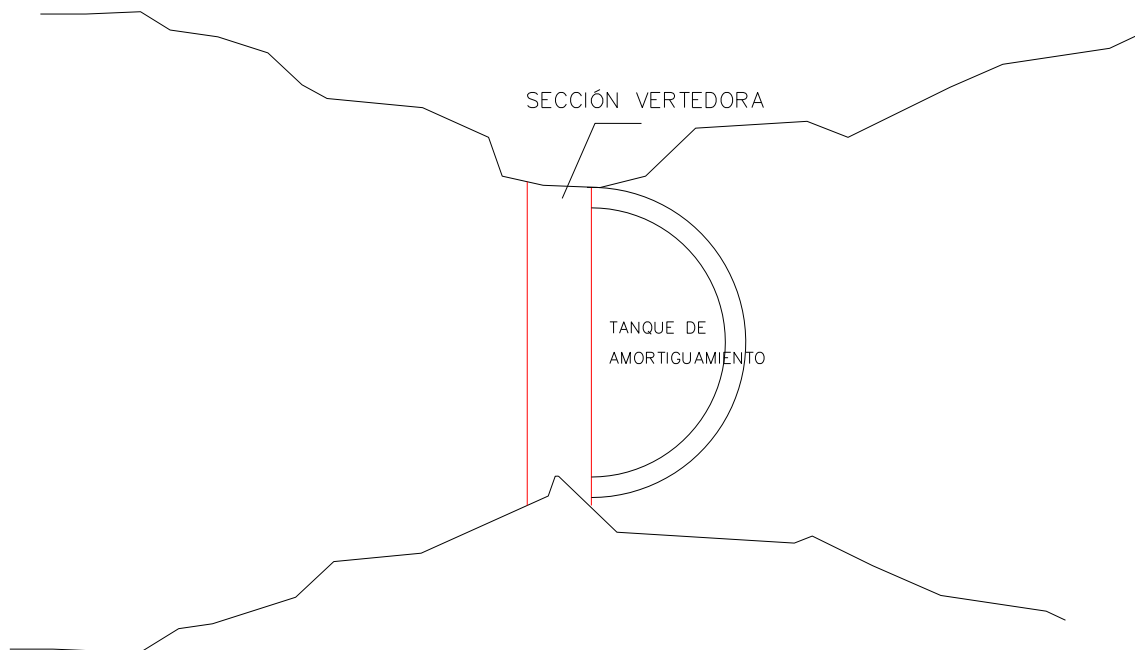


Figura 9. OEVA tipo Rebosadero con sección vertedora de perfil práctico.

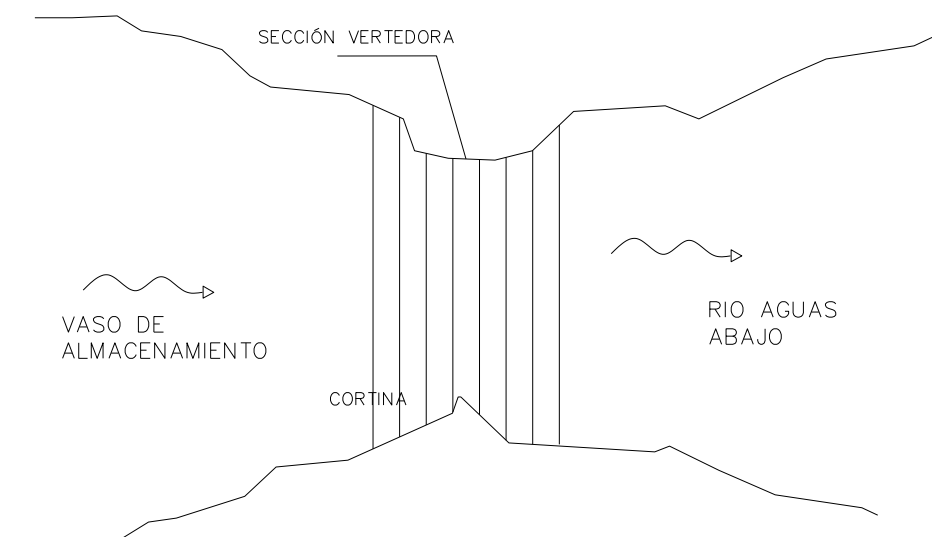


Figura 11. OEVA tipo Rebosadero a base de Gaviones. Sección cresta ancha.

### **3.4 Definición de Esquemas de Obras de Excedencias para Presa Objeto de Estudio**

Los perfiles más socorridos para el diseño de secciones vertedoras en la zona Norte de Mexico y el país en general, son los de cresta ancha, y perfiles prácticos sin vacíos tipo Creager. Evidencia de esto son las fichas técnicas de SAGARPA para el Programa COUSSA [8], [7] y [11] que sugieren únicamente esos dos tipos de secciones vertedoras.

Debido a su popularidad y practicidad, fueron considerados como dos de los perfiles estudiados en éste trabajo. La sección vertedora de tipo cresta ancha puede tener diversas variantes según indica Alegret et al. en [2] y otros autores [39], [40] y [41], que ésta puede tener o no ahogo, tener o no contracciones laterales y variantes debido a la rectitud o suavidad de sus ángulos. El cálculo hidráulico para secciones de éste tipo quedó considerado en base a la metodología propuesta en [2], misma fuente donde se pueden encontrar las consideraciones para el cálculo hidráulico debido a variantes que pueden presentar éste tipo de secciones vertedoras.

En presas de Tierra, típicamente, se construyen obras de excedencias laterales, fuera del cuerpo de la Cortina de la Presa. Sin embargo existen proyectos en los que las condiciones no lo permiten así y se opta por un vertedor en el cuerpo de la cortina. Por lo que ambos casos se presentan en la región. Cuando el espacio no permite la construcción de un vertedor lateral y un vertedor en el cuerpo de la cortina no es conveniente, se opta por construir la cortina de un material no permeable, que permita construir un vertedor tipo rebosadero en el cuerpo de la cortina o a lo largo de toda su corona.

Los vertedores considerados para el diseño del Bordo objeto de estudio se presentan a continuación;

Para Cortina de Tierra,

- Vertedor Lateral con cajón y sección de control de cresta ancha o sección de perfil práctico (Ver Figura 7).

Para cortina de material No Permeable (Concreto, Mampostería o Gaviones)

- Vertedor libre tipo rebosadero y sección de control de cresta ancha o sección de perfil práctico (Ver Figura 9 y 11).

### **3.5 Método de cálculo para Obras de Excedencia de Pequeñas Presas**

Una vez definidas las secciones y forma de las obras de excedencia a estudiar se identificaron las publicaciones o sitios con los que se trabajaría para el cálculo hidráulico de la obra de objeto de estudio.

Para el Estudio Hidrológico.

Primeramente se revisó el estudio hidrológico para llegar al gasto de diseño de la OEVA. La revisión se hizo con base a los métodos rápidos de cálculo actualmente validados por la Comisión Nacional de Agua (CNA), planteados en los Manuales de la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos [16] y [17].

Para el cálculo de la OEVA.

Para la cortina de Tierra.

- Vertedor Lateral con cajón y sección de control de cresta ancha o sección de perfil práctico.

La metodología para el cálculo de este tipo de vertedores se hará con la metodología propuesta por Alegret et al. en [2]

Si el vertedor se diseña con una sección vertedora de cresta ancha, la metodología consiste esencialmente en la planteada en la publicación cubana “Diseño de vertedores para Pequeñas Presas” [2], ya que se considera más detallada que otras, como los libros de hidráulica de canales y como referencia las fichas de SAGARPA [8], [7] y [11].

Si el vertedor se diseña con una sección de perfil práctico tipo Creager, el cálculo para este tipo de perfiles se centrará en los procedimientos indicados por la USBR [1] y la USAGE [16]. Si se

diseña con un perfil práctico tipo oval con vacíos, nuevamente el diseño se basará en la publicación de Alegret et al. presentada en [2].

Por tratarse de una obra pequeña se pretende economizar el gasto de construcción mediante la utilización de materiales locales, por lo que no se estudió el caso en que se plantea una cortina de concreto ni de mampostería.

Para cortina a base de Gaviones.

- Para vertedores tipo rebosadero con o sin escalonamiento

El procedimiento de cálculo se basó en la ficha técnica de SAGARPA [9], los manuales de cálculo de Macafferri y LAMAC [21 y 22].

## CAPÍTULO IV

### IV. REVISIÓN DE PROYECTO EXISTENTE

#### IV.1 Revisión de la Avenida de Diseño

Una OEVA bien diseñada es de suma importancia para la seguridad de una obra hidráulica, como ya se mencionó en el capítulo I. Por lo tanto, la estimación de la tormenta o avenida de diseño es una etapa crucial para asegurar que la OEVA efectivamente trabajará de manera tal que logre verter todo el gasto en exceso que pueda presentarse en un momento dado en el vaso de almacenamiento de la presa.

Previo al cálculo de la OEVA es necesario revisar la avenida de diseño calculada para el proyecto original.

Existen diversos métodos para estimar la avenida de diseño que se espera pueda soportar una presa. Para el presente trabajo, debido a la falta de datos de campo en el proyecto original, la revisión de la avenida de diseño se hizo mediante métodos analíticos. Los métodos que se utilizaron fueron: el Racional, el de Gregory.Arnold, el de curvas envolventes y el método del Hidrograma Unitario Triangular (HUT), los cuales se detallan más adelante. En el caso del método de curvas envolventes, existe un gran número de fórmulas distintas para su estimado, sin embargo, en México las más utilizadas son las propuestas por Creager (Creager *et al.*, 1945) y Lowry (Aparicio, 1992), además, para este trabajo se utilizó también la propuesta de Crippen (1982). Todos los métodos para obtener el gasto por curvas envolventes tienen en sus fórmulas valores constantes, dichos valores se tomaron de la actualización aportada por Ramírez-Orozco, A.I. *et al.* (2005) [42].

De los gastos obtenidos con los métodos anteriormente mencionados, se descartaron los dos valores extremos, el menor y mayor de los gastos, y se procedió a calcular la media de los valores restantes. Lo que se obtuvo de ello fue el gasto máximo  $Q$  de la tormenta de diseño.

También, se calculó mediante los métodos de Rowe, Kirpich y el de la SCS (U.S. Soil Conservation Service) el tiempo pico de la tormenta de diseño. Esto se hizo primeramente para el método del HUT y posteriormente, mediante una proporción se estimó el tiempo pico  $T_p$  para el gasto de la tormenta de diseño que se obtuvo de la media de los resultados de cada método.

Una vez que se obtuvo el valor del gasto pico y el tiempo pico de la tormenta de diseño, se graficó el hidrograma de la tormenta mediante el método del Hidrograma Adimensional, según la propuesta de la SCS basada en el trabajo de Mockus (1965). Finalmente, se obtuvo el volumen de la tormenta de diseño del área arrojada por el hidrograma adimensional de la SCS.

#### *IV.1.1 Método Racional*

El Método Racional propone calcular el gasto máximo de la avenida con la siguiente fórmula:

$$Q = 0.278CIA \quad (1)$$

Donde:  $Q$  es el gasto máximo ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional);  $I$  es la intensidad máxima de lluvia para un periodo de retorno dado ( $\text{mm}/\text{h}$ ) y  $A$  es el área de la cuenca ( $\text{km}^2$ ).

Para las condiciones de la cuenca objeto de estudio del presente trabajo, el gasto máximo  $Q$  encontrado fue **0.51  $\text{m}^3/\text{s}$**

#### *IV.1.2 Método Gregory-Arnold*

El Método de Gregory-Arnold aún se utiliza para sitios donde no se cuenta con datos de aforo. El método propone la siguiente fórmula para calcular el gasto máximo de la avenida en una cuenca, la cual se basa en las características fisiográficas de la misma.

$$Q = 0.2086(CAR_H FB)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143} \quad (2)$$

Donde:  $Q$  es el gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional);  $A$  es el área de la cuenca (Has);  $R_H$  es la intensidad media de la lluvia para un tiempo  $H$  ( $\text{cm}/\text{h}$ ) y es igual al

cociente de  $X$  entre  $H$ , donde  $H$  es el tiempo considerado para el cálculo (h),  $X$  es la lluvia máxima total (cm) para el tiempo  $H$ ;  $F$  es el factor que depende de la forma y naturaleza del cauce del río, se calcula con ayuda de la tabla 5, del anexo A;  $B$  es igual a la raíz cuadrada de  $P$  entre  $L$ , donde  $P$  es el factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua en ella y se obtiene de la tabla 4 que se muestra en el anexo A y  $L$  es la longitud (m) que recorre el agua desde el punto más lejano de la cuenca, hasta el sitio del proyecto;  $S$  es la pendiente o caída por cada 1000 m del cauce principal.

El gasto obtenido por este método fue  $Q$  igual a **3.79 m<sup>3</sup>/s**.

#### IV.1.2 Método de Curvas Envolventes

Las ecuaciones de los métodos de curvas envolventes representan, como su nombre lo indica, una envolvente de gastos máximos y fundamentalmente relacionan el gasto máximo unitario observado  $q$ , con el área de la cuenca  $A$  (ver fórmula 3). En el caso de estos métodos aplicados a cuencas que almacenan menos de 250,000 m<sup>3</sup> y no tengan construcciones ni cultivos aguas abajo, se recomienda tomar el 25% del gasto arrojado por las fórmulas según Arteaga [56] y Martínez *et al.* [6] en los manuales e instructivos de SAGARPA para la construcción de pequeñas obras hidráulicas.

$$q = cA^x \quad (3)$$

Donde:  $q$  es el gasto máximo unitario (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>);  $A$  es el área de la cuenca (km<sup>2</sup>) y, tanto  $c$  como  $x$  son parámetros que se obtiene empíricamente al realizar ajuste de datos sobre cuencas estudiadas por los autores.

Una vez obtenido un gasto máximo unitario, se multiplica por el área de la cuenca y se encuentra el gasto máximo de una avenida para una cuenca, a través de la expresión:

$$Q = qA \quad (4)$$

Donde:  $Q$  es el gasto máximo (m<sup>3</sup>/s);  $q$  es el gasto máximo unitario (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>); y  $A$  es el área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

### *Curvas Envolventes de Creager*

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Creager es:

$$q = 1.303C_c(0.386A)^{\left(\frac{0.936}{A^{0.048}}\right)} A^{-1} \quad (5)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario ( $m^3/s/km^2$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $Km^2$ );  $C_c$  el coeficiente de Creager (adimensional) que depende de las características de la cuenca y para México varía según las distintas regiones hidrológicas.

El valor del Coeficiente  $C_c$  fue considerado igual a 15 para la cuenca objeto de estudio de acuerdo con los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.* (2005) [42] lo que arrojó un gasto máximo  $Q$  de **3.65  $m^3/s$** .

### *Curvas Envolventes de Lowry*

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Lowry es:

$$q = \frac{C_L}{(Ac + 259)^{0.85}} \quad (6)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario ( $m^3/s/km^2$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $Km^2$ );  $C_L$  el coeficiente de Lowry (adimensional) que nuevamente depende de las características de la cuenca y de las distintas regiones hidrológicas.

El valor del Coeficiente  $C_L$  fue considerado igual a 500 para la cuenca objeto de estudio de acuerdo con los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.* (2005) en [42] lo que arrojó un gasto máximo  $Q$  tomado al 25% de: **2.08 m<sup>3</sup>/s**.

### *Curvas Envolventes de Crippen*

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Crippen es:

$$q = k_1 A^{k_2 - 1} (A^{0.5} + 5)^{k_3} \quad (7)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>);  $A$  es el área de la cuenca (Km<sup>2</sup>);  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  son parámetros empíricos (adimensional) que depende también de la cuenca y la región hidrológica.

Los valores de  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  se consideraron según los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.* (2005) en [42] donde  $k_1=450$ ,  $k_2= 1.1$  y  $k_3=-1.85$ , lo cual arrojó un valor de gasto máximo  $Q$  al 25% de **7.33 m<sup>3</sup>/s**.

### *Método de Hidrograma Unitario Triangular*

La fórmula para obtener el gasto máximo según el método del Hidrograma Unitario Triangular (HUT) es:

$$Q = \frac{0.556HeA}{nTp} \quad (8)$$

Donde:  $Q$  es el gasto máximo (m<sup>3</sup>/s);  $A$  es el área de la cuenca (Km<sup>2</sup>);  $He$  es la precipitación en exceso (mm);  $Tp$  es el tiempo pico de la tormenta (s) y  $n$  es un factor (adimensional) que depende del área de la cuenca.

Los cálculos hechos por medio de la fórmula (8) arrojaron un valor de gasto máximo  $Q$  de: **4.93 m<sup>3</sup>/s.**

De los gastos calculados a través de los distintos métodos se descartaron los valores extremos, que en este caso fueron los correspondientes al método Racional y al método de curvas envolventes de Crippen. Los resultados de los gastos restantes fueron promediados como se muestra en la tabla 3.

**Tabla 3.** Promedio de Gasto Máximo de Avenida

<b>Método</b>	<b>Gasto Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
Gregory Arnold	3.79
Curvas Envolventes de Creager	3.65
Curvas Envolventes de Lowry	2.08
Hidrograma Unitario Triangular	4.93
<b>Promedio</b>	<b>3.61</b>

Por lo tanto, el gasto máximo  $Q$  para la avenida de diseño con el que se hará el cálculo de la OEVA del bordo objeto de estudio es de: **3.61 m<sup>3</sup>/s.**

Mientras que el tiempo pico  $T_p$  correspondiente a dicho gasto resultó igual a **0.289 h** y se obtuvo de la proporcionalidad entre el gasto medio  $Q$  de la avenida de diseño, y el gasto pico  $Q_p$  y tiempo pico  $T_p$  obtenido por el método del HUT.

## **IV.2 Revisión de Áreas-Capacidades del Vaso de Almacenamiento**

Para la revisión de la capacidad del vaso de almacenamiento primeramente se hizo el cálculo del volumen almacenable a cada medio metro de altura del vaso hasta la elevación en la que las pendientes de las laderas del eje de la cortina se vuelven más pronunciadas.

Para el caso del objeto de estudio, la revisión se hizo de la elevación más baja del vaso , la cota de 88.5m, a los 95.0 m de elevación. Las áreas se obtuvieron con ayuda del Software AutoCAD a partir del levantamiento topográfico. Los volúmenes a cada medio metro de elevación se obtuvieron con la fórmula:

$$V = \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) (h_2 - h_1) \quad (9)$$

Donde:  $V$  es Volumen ( $m^3$ );  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas en planta correspondientes a cada elevación o curva de nivel ( $km^2$ ) y  $h_2-h_1$  es la diferencia en elevaciones entre curvas de nivel.

La Capacidad del Vaso a cada elevación es la suma acumulada de los volúmenes correspondientes a las áreas entre cada elevación, lo que se muestra en la tabla 4, y se plasma en la gráfica de Áreas–Capacidades en la figura 13.

**Tabla 4.** Áreas-Capacidades del Bordo Sierra Seca

Elevación (m)	Área ( $m^2$ )	Volumen ( $m^3$ )	Capacidades ( $m^3$ )
88.50	12.84		
89.00	113.11	31.49	31.49
89.50	300.86	103.49	134.98
90.00	575.29	219.04	354.02
90.50	917.87	373.29	727.31
91.00	1,278.78	549.16	1,276.47
91.50	1,703.84	745.66	2,022.13
92.00	2,253.82	989.42	3,011.54
92.50	2,838.54	1,273.09	4,284.63
93.00	3,305.25	1,535.95	5,820.58
93.50	3,826.92	1,783.04	7,603.63
94.00	4,452.60	2,069.88	9,673.51
94.50	5,255.82	2,427.10	12,100.61
95.00	6,012.53	2,817.09	14,917.70

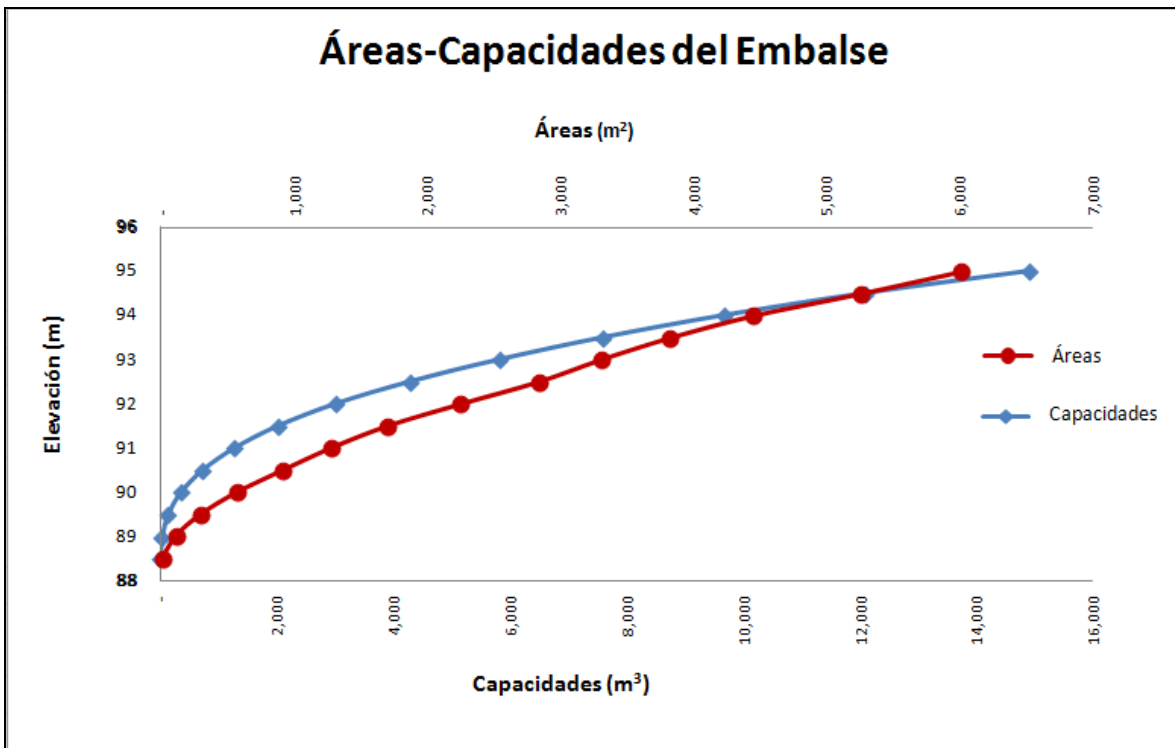


Figura 13. Gráfica de Áreas-Capacidades del Vaso de Almacenamiento del Bordo Sierra Seca.

### IV.3 Análisis de Volumen Aprovechable

#### *Volumen de Escurrimiento anual*

Para estimar el volumen aprovechable de un Vaso de Almacenamiento primeramente se estima el volumen de escurrimiento mínimo, medio y máximo anual con la fórmula (10).

$$V_m = ACP_m \quad (10)$$

Donde:  $V_m$  es el volumen escurrido anual ( $m^3$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $m^2$ );  $P_m$  es la precipitación anual (m) y  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional).

La constante de escurrimiento  $C$  de la fórmula (10) se obtiene a partir de los valores de la tabla 2 del anexo B. Dicha tabla permitirá encontrar el valor mínimo  $C_{min}$  y máximo  $C_{max}$  de la constante y para encontrar el valor medio  $C_{min}$ , se utiliza la fórmula (11).

$$C_{med} = \frac{C_{min} + C_{max}}{2} \quad (11)$$

Donde:  $C_{med}$  es el coeficiente de escurrimiento medio;  $C_{min}$  es el coeficiente de escurrimiento mínimo;  $C_{max}$  es el coeficiente de escurrimiento máximo.

Los valores encontrados para la Cuenca del bordo Sierra Seca se presentan en la tabla 5.

**Tabla 5.** Coeficiente de escurrimiento mínimo y máximo

<b>Coeficiente de Escurrimiento</b>	<b><math>C_{min}</math> (%)</b>	<b><math>C_{max}</math> (%)</b>
Coeficiente de Vegetación	1.00	30.00
Coeficiente de Superficie	20.00	20.00
Coeficiente por Precipitación	0.00	5.00
<b>Coeficiente PROMEDIO</b>	<b>7.00</b>	<b>18.33</b>

Por lo que la constante de escurrimiento  $C_{min}$  resultó ser **7.00%**,  $C_{med}$  **12.67%** y  $C_{max}$  **18.33%** para la cuenca objeto de estudio, según la fórmula (11).

Con una precipitación de 99.84 mm, un área de 1.88 km<sup>2</sup> y los coeficientes de escurrimiento  $C_{min}$ ,  $C_{med}$  y  $C_{max}$  ya calculados, los volúmenes mínimo  $V_{min}$ , medio  $V_{med}$  y máximo  $V_{max}$  de escurrimiento anual son respectivamente: **13,138.94 m<sup>3</sup>**, **23,775.23 m<sup>3</sup>** y **34,411.52 m<sup>3</sup>** para la cuenca objeto de estudio, de acuerdo con la fórmula (10).

### **Capacidad útil de almacenamiento**

La capacidad útil de almacenamiento del vaso se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{V'}{e} \quad (12)$$

Donde:  $C_u$  es la capacidad útil de almacenamiento (m<sup>3</sup>);  $V'$  es el volumen aprovechable (m<sup>3</sup>) y  $e$  es la eficiencia del vaso (adimensional).

A su vez, el Volumen aprovechable  $V'$  es igual a lo expresado en la fórmula 13.

$$V' = C_1 V_m \quad (13)$$

Donde:  $V'$  es el volumen aprovechable ( $m^3$ ), determinado mediante el estudio hidrológico;  $V_m$  es el volumen escurrido medio anual ( $m^3$ ) y  $C_1$  es el porcentaje de aprovechamiento que se obtiene de la gráfica que se presenta en la figura 2 en el anexo B.

La eficiencia del Vaso  $e$  es determinada con ayuda de la gráfica que se presenta en la figura 3 en el anexo B, de acuerdo con el Porcentaje de Variación del régimen del Vaso, este porcentaje se calcula de acuerdo con la fórmula 14:

$$\%V_1 = \frac{V_{\max} - V_{\min}}{V_{\text{med}}} \times 100 \quad (14)$$

Donde:  $\%V_1$  es el Porcentaje de Variación del régimen del Vaso (adimensional);  $V_{\max}$  es el volumen máximo de escurrimiento anual ( $m^3$ ),  $V_{\min}$  es el volumen mínimo de escurrimiento anual ( $m^3$ ) y  $V_{\text{med}}$  es el volumen medio de escurrimiento anual ( $m^3$ ).

Para el bordo objeto de estudio, el porcentaje de variación de régimen  $\%V$ , resultó igual a **89.48%**. Se consideró el Coeficiente  $C_1$  igual al **53%**, y la eficiencia del Vaso  $e$  igual a **0.6** de acuerdo con la intersección marcada por el resultado del porcentaje de Variación de régimen  $\%V_1$  en las gráficas de la figura 2 y la figura 3 del anexo B.

Con los valores del Coeficiente  $C_1$ , y la eficiencia del Vaso  $e$  conocidos, según la fórmula (11), se obtuvo la Capacidad útil de almacenamiento  $C_u$  igual a **21,100.46  $m^3$** .

### **Capacidad de Azolves**

Por otro lado, se calculó la capacidad de azolves que se estima podrá almacenar el vaso durante la vida útil de la obra, que para el bordo objeto de estudio es de 20 años.

$$C_a = \% \text{ppas} \times t \times V_m \quad (15)$$

Donde:  $C_a$  es la Capacidad de Azolves ( $m^3$ );  $\%ppas$  es el porcentaje promedio anual de sedimentación;  $t$  es el tiempo de vida útil (años) y  $V_m$  es el volumen escurrido medio anual ( $m^3$ ).

El porcentaje promedio anual de sedimentación  $\%ppas$  se consideró igual a 0.175% por ubicarse el proyecto dentro de la planicie costera que se estima varía entre 0.17% y 0.18%.

Con lo anterior, la capacidad de azolves  $C_a$  se estimó en **832.13m<sup>3</sup>**.

### ***Capacidad Total de Almacenamiento***

Finalmente, con la suma de la capacidad de útil de almacenamiento y la capacidad de azolves se calculó la Capacidad total de almacenamiento necesaria para que el vaso pueda ser aprovechado y proyectado como un vaso de almacenamiento. Ver fórmula 16.

$$C_t = C_u + C_a \quad (16)$$

Donde:  $C_t$  es la Capacidad total de almacenamiento ( $m^3$ );  $C_u$  es la Capacidad útil de almacenamiento ( $m^3$ ) y  $C_a$  es la Capacidad de Azolves ( $m^3$ ).

### ***Resultado***

De acuerdo con el procedimiento de cálculo, la capacidad necesaria para proyectar la obra como una obra de almacenamiento sería de **21,833.59m<sup>3</sup>**. Debido a que la capacidad máxima de almacenamiento arrojado por la tabla y gráfico de Áreas-Capacidades es de 14,917.70m<sup>3</sup>, el bordo bajo estudio no es factible para almacenamiento de agua, sino únicamente para Recarga de acuíferos por medio de infiltración. Por lo que, el bordo únicamente deberá ser capaz de almacenar el volumen de azolves  $C_a$  correspondiente a la vida útil de la obra, más el volumen que pueda presentarse en el caso de tormenta, es decir la avenida de la tormenta de diseño.

#### IV.4 Avenida de Diseño

El volumen producido por la tormenta de diseño se estimó con el método del Hidrograma Unitario Adimensional de la SCS [54], según el cual consiste en estimar analíticamente el comportamiento de la tormenta de diseño con base en una tabla de coordenadas a partir del gasto pico  $Q$  y tiempo pico de la tormenta  $tp$ .

En el primer inciso de este capítulo, se estimó el gasto pico  $Q_p$  de la tormenta y el tiempo pico  $T_p$  de la misma en  $3.61 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0.289 \text{ h}$  respectivamente. Estos valores multiplicados por cada uno de los factores en la tabla de coordenadas de Hidrograma Adimensional SCS, (ver tabla 4 de anexo B) proporcionan las coordenadas del Hidrograma Adimensional de la SCS (HA-SCS). El hidrograma que se obtiene describe la tormenta de diseño, y se plasma en la figura 14(ver también tabla 5 de anexo B).

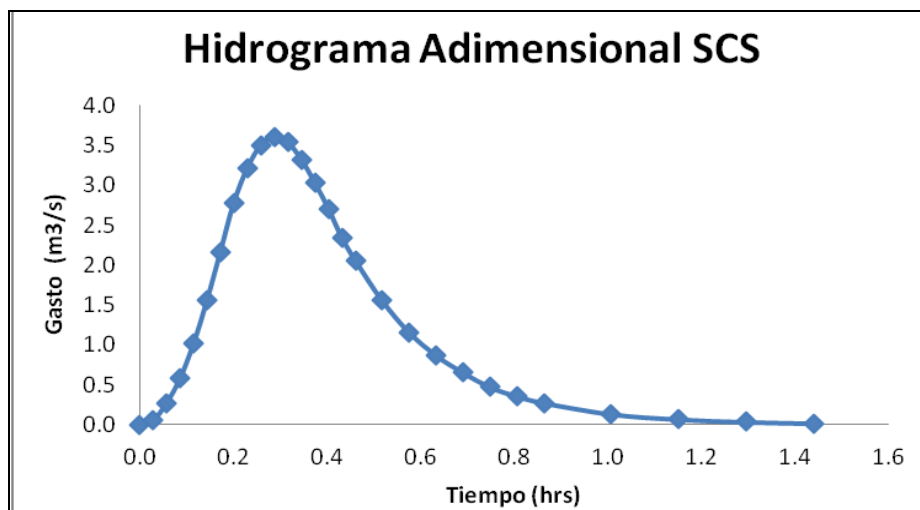


Figura 14. Hidrograma Adimensional SCS.

La integral de la línea descrita por el HA-SCS representa el volumen total de agua aportado a la cuenca por la tormenta de diseño, por tanto el área sombreada bajo la curva que se aprecia esquemáticamente en la figura 15 es igual al volumen aportado por la tormenta. Dicho volumen puede ser fácilmente calculado en un software para graficar o en uno para dibujar, tal como AutoCAD que se utilizó para calcular el volumen de la tormenta para el bordo objeto de estudio el cual resultó ser de  $3528 \text{ m}^3$  (Ver figura 6 de anexo B).

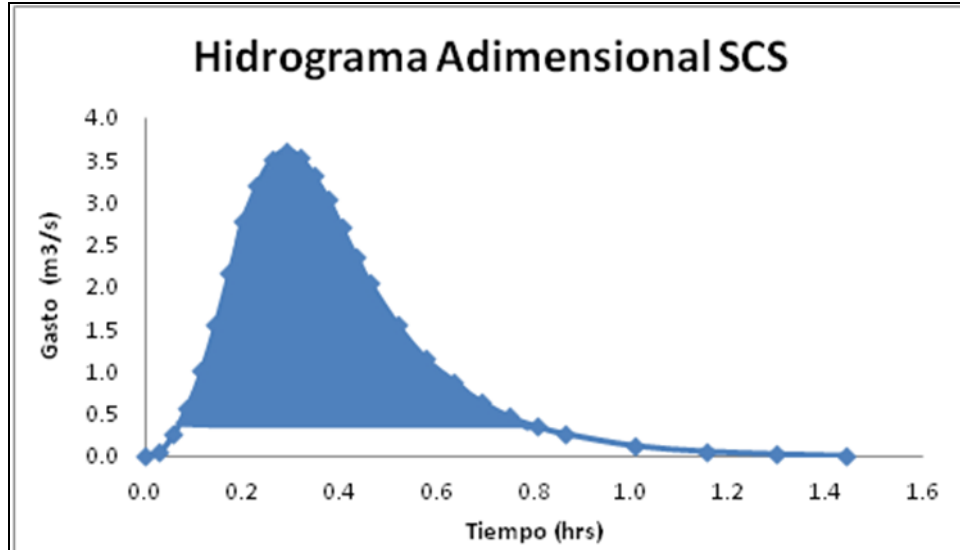


Figura 15. Volumen de Tormenta de diseño.

#### IV.5 Capacidad del Vaso de Almacenamiento

Debido a que el vaso no es suficientemente grande para aprovecharse como una obra de almacenamiento y únicamente se aprovechará como un obra de recarga, se calcula de nuevo el volumen mínimo que necesita soportar el vaso de almacenamiento, el cual será igual a la acumulación de azolves durante la vida útil del vaso y el volumen aportado por la tormenta de diseño, de tal manera que la fórmula para estimar el volumen que almacenará el vaso queda:

$$V_t = C_a + V_{tormenta} \quad (17)$$

Donde:  $V_t$  es el Volumen total de almacenamiento ( $m^3$ );  $C_a$  es la Capacidad de Azolves ( $m^3$ ) y  $V_{tormenta}$  es el volumen aportado por la tormenta ( $m^3$ ).

Por lo tanto, el Volumen que deberá almacenar el vaso es de: **4360.13  $m^3$** ; de acuerdo con la tabla 4 de Áreas-Capacidades el bordo tendría que tener una **altura de 4.5 m** a la cresta del vertedor para poder soportar dicho volumen, es decir, la cresta del vertedor estaría en **la cota de 93.00 m**.

## CAPÍTULO V

### V. DISEÑO DE OBRA DE EXCEDENCIAS DEL VASO DE ALMACENAMIENTO

#### IV.1 Pre-diseño

Como una primera aproximación a la propuesta de diseño de la OEVA, se utilizó la fórmula general de Francis para vertedores rectangulares,

$$Q = CLH^{3/2} \quad (18)$$

Donde:  $Q$  es el gasto de diseño ( $m^3/s$ );  $C$  es el Coeficiente que depende del tipo de vertedor (adimensional);  $L$  es la longitud de la cresta (m) y  $H$  es la carga de diseño (m).

Al conocer el valor del gasto  $Q$ , las medidas iniciales del vertedor se pueden encontrar al proponer la carga  $H$  o la longitud  $L$ , según sea el caso. Para el presente estudio se buscó una longitud inicial  $L$  que cumpliera con las características que necesita la obra, por lo que se despeja la fórmula (18) y se obtiene:

$$L = \frac{Q}{CH^{3/2}} \quad (19)$$

Donde:  $Q$  es el gasto de diseño ( $m^3/s$ );  $C$  es el Coeficiente que depende del tipo de vertedor (adimensional);  $L$  es la longitud de la cresta (m) y  $H$  es la carga de diseño (m).

Para hacer una propuesta inicial del valor de  $H$ , se estima la sobre-elevación que se producirá en el vaso al recibir la tormenta de diseño.

$$h = \frac{V_{tormenta}}{A_h} \quad (20)$$

Donde:  $h$  es la carga de sobre-elevación (m),  $V$  es el volumen de la tormenta ( $m^3$ ),  $A_h$  es el área del vaso ( $m^2$ ) a la altura de la cresta vertedora.

Al sustituir los valores correspondientes en la fórmula (20), se obtuvo que la sobre-elevación  $h$  sería de **1.07 m**.

Se hizo una primera propuesta de las medidas del vertedor con el resultado de la fórmula (20), se consideró  $H$  igual a **80 cm** y la constante  $C$  igual a **1.45**, según el valor crítico de acuerdo con un vertedor de descarga directa, planteado en [11]. Se obtuvo que  $L$  es igual a **3.48 m** con la fórmula (19).

## **IV.2 Selección de OEVA para Proyecto.**

Con la propuesta inicial de las dimensiones del vertedor, se procede a analizar la ubicación del vertedor en el sitio del proyecto. Se analiza el sitio de la obra para revisar que sea posible acomodar la OEVA debidamente, sin sacrificar la seguridad de la obra o elevar demasiado su costo.

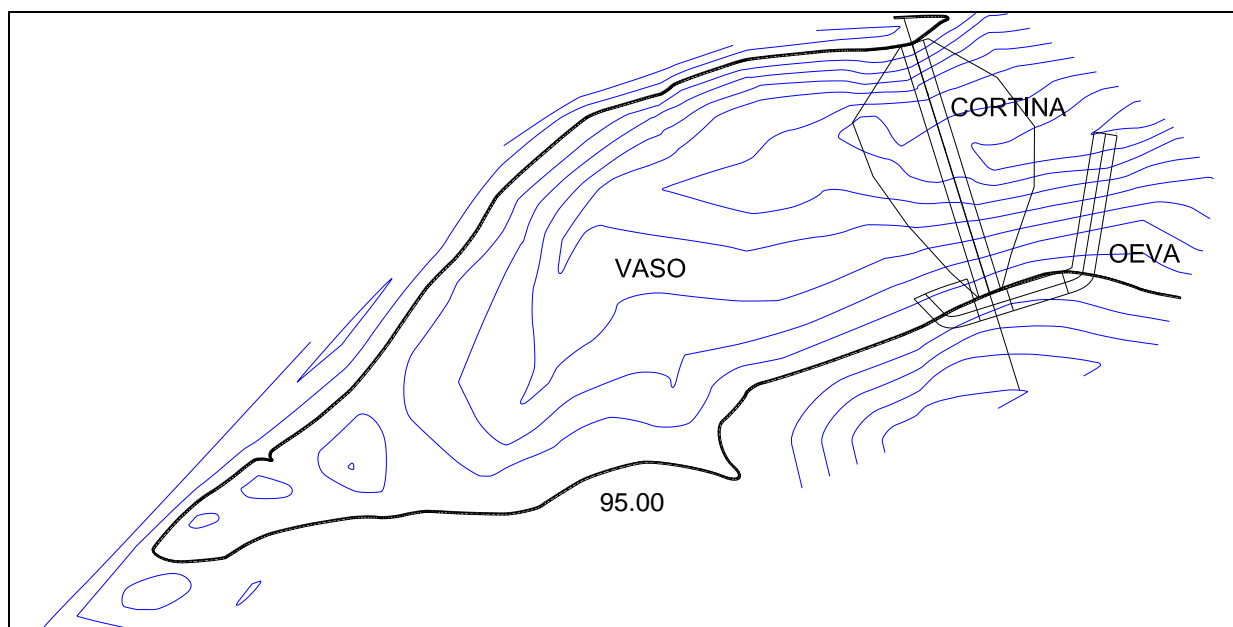
Debido a que la propuesta original para la cortina del Bordo Sierra Seca es un bordo de tierra, se recomienda la proyección de una OEVA laterales fuera del cuerpo de la cortina. De acuerdo a las recomendaciones hechas en el capítulo III, un vertedor lateral en(s) la propuesta más segura para una cortina de tierra.

El proyecto original (ver figura 16) marca acertadamente un vertedor lateral de descarga directa, sin embargo, tuvo algunas consideraciones que pudieron haber puesto en riesgo la seguridad de la obra. Para su diseño se consideró un gasto máximo de tormenta de diseño de apenas  $1.22 m^3/s$ ;  $2.39 m^3/s$  menos, comparado con el estimado en la revisión de la tormenta hecha en el capítulo IV del presente trabajo. La sección vertedora original se proyectó con

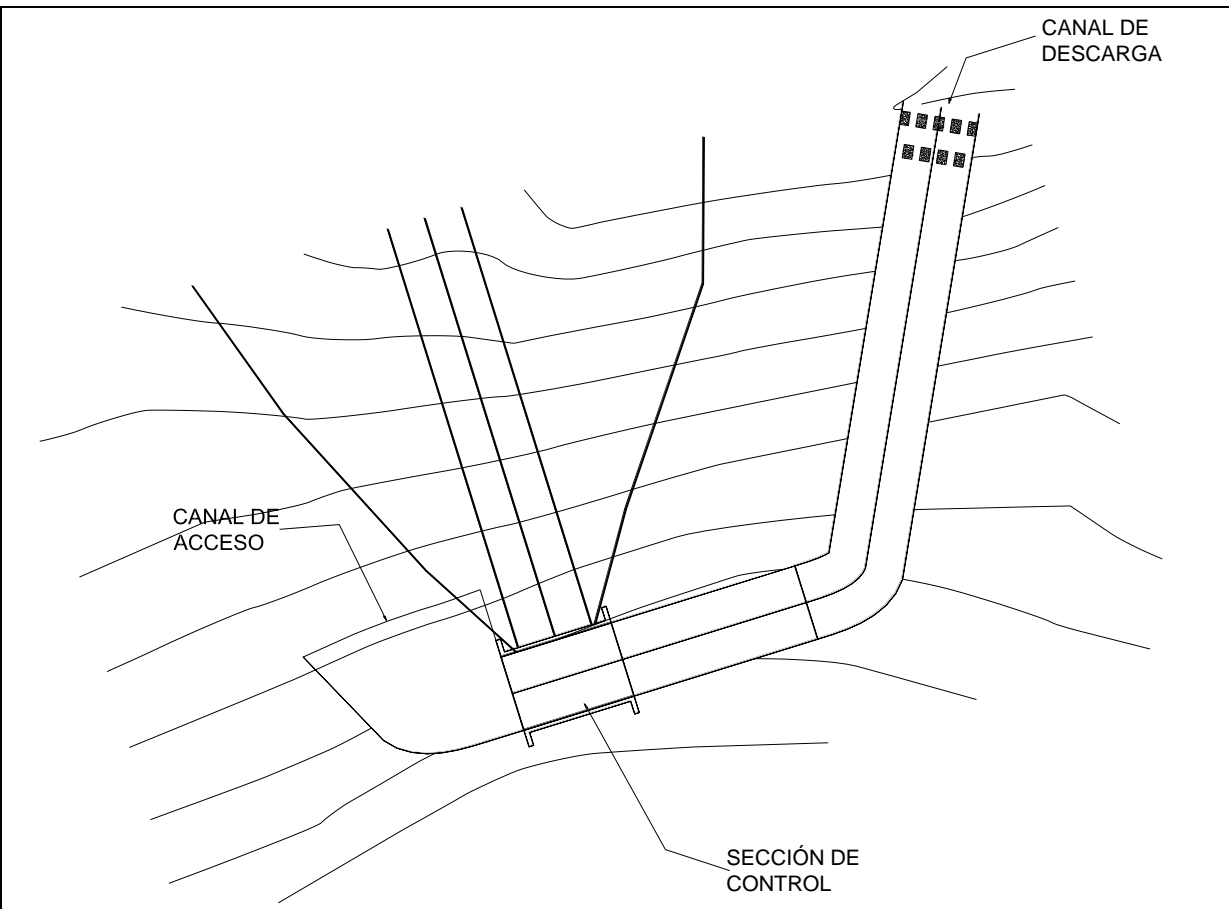
dimensiones de 4.0 m de ancho y apenas 1.0 m de diferencia entre la cota del piso del vertedor a la cota de la corona, y se estimó el nivel de la carga hidráulica en tan sólo 0.31 m. El vertedor original también plantea una curva pronunciada como parte del canal de llegada (ver figura 17), lo cual pudo haber provocado la elevación de la carga hidráulica que circulaba por la OEVA muy por encima de los valores estimados.

En el capítulo IV, sección IV.3, se obtuvo que el gasto con el que se trabajará la OEVA será de 3.61m<sup>3</sup>/s, debido a ello, la diferencia entre la cota del piso del vertedor y la corona debió haber tenido aproximadamente 2m, y como ya se vio en capítulos anteriores, no se recomienda los diseños que tengan curvas pronunciadas.

La naturaleza de las curvas del terreno (ver figura 16) no marcan una apertura adecuada en el vaso comparado con las curvas del eje de la cortina, esto no permite plantear un vertedor lateral recto con poco cambio de dirección y sin curvas pronunciadas. Por lo tanto, las condiciones del terreno, descartan la opción de un vertedor lateral recto y únicamente dejan la opción de un vertedor lateral con cajón de descarga como el presentado en la figura 8 en el capítulo III, propuesto por Evio *et al*, en [2].



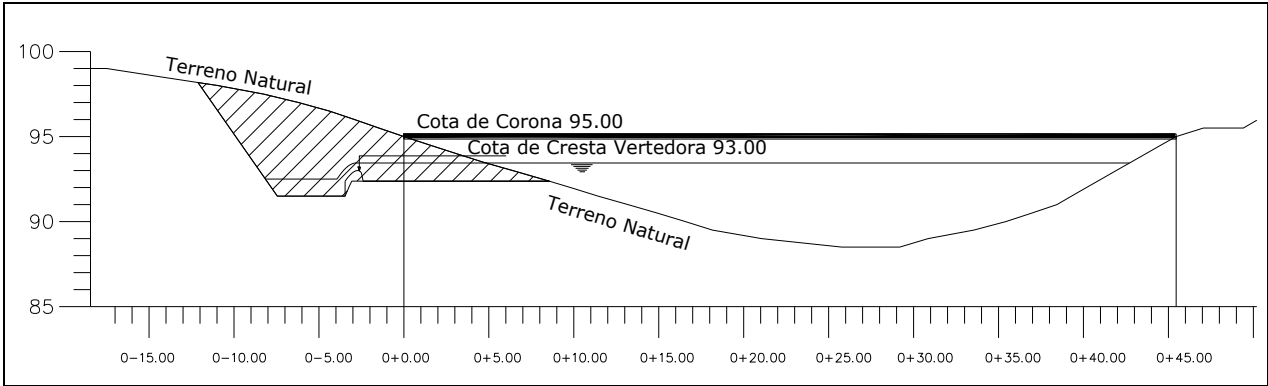
**Figura 16.** Proyecto original Bordo Sierra Seca.



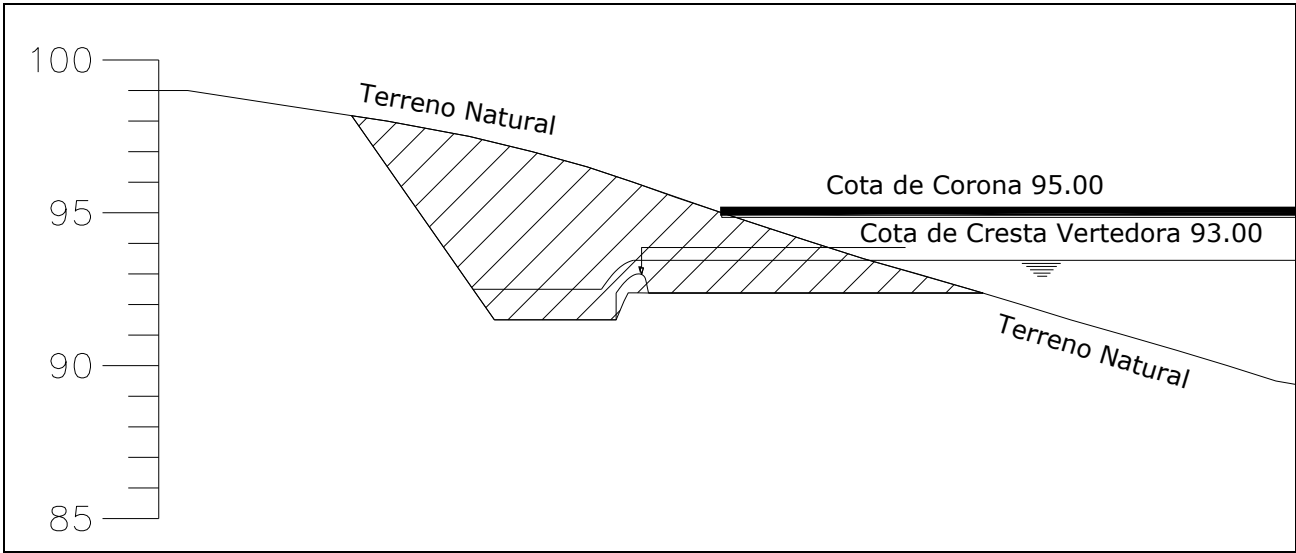
**Figura 17.** OEVA original del Bordo Sierra Seca.

Se revisó la factibilidad de un vertedor de cajón lateral. Como solución hidráulica para el proyecto es una propuesta válida, pero debido a que este tipo de proyectos requiere trabajos de excavación considerable como se muestra en la figura 18 y 19, antes de reafinar el diseño, se estimó una aproximación del volumen de excavación considerando el porcentaje de tipos de terrenos que tiene el sitio del proyecto de acuerdo a la tabla 7 del anexo A. Al proponer una OEVA en el plano del proyecto con una longitud de la cresta vertedora igual a 4 m según la fórmula (19), se encontró que la excavación del material para alojar el vertedor resultaría muy costoso, representaría una parte muy importante del presupuesto debido a que la excavación se haría en terreno tipo B y C en su mayoría. La figura 18 y 19 muestran una vista de Corte a la

altura del eje de la cortina de la OEVA con cajón lateral planteada. El área sombreada representa el trabajo de corte de terreno que tendría que hacerse para alojar un vertedor lateral.



**Figura 18.** Corte de terreno natural para alojar vertedor lateral con cajón de descarga.



**Figura 19.** Detalle de corte de terreno natural para alojar vertedor lateral con cajón de descarga.

Debido a que el volumen de excavación necesario para alojar una OEVA de este tipo representaría una parte muy importante del presupuesto de la obra, esta se descarta como opción de diseño.

Al haber descartado la opción de un vertedor lateral recto debido a las curvas naturales del terreno y la opción de un vertedor lateral con cajón de descarga debido al costo constructivo que representaría, la opción de diseño se reduce de nuevo a una OEVA en el cuerpo de la cortina.

En el capítulo IV, se estableció que el bordo tendría como fin la recarga de acuíferos únicamente y no la de almacenamiento, esto permite proponer un bordo de menor altura de mampostería o a base de gaviones, ya que únicamente debe tener la capacidad de almacenar el total de azolves durante su vida útil y el volumen de agua aportado por la tormenta de diseño. Se propone entonces la construcción de un bordo para la recarga de acuíferos construido a base de gaviones rellenos de roca de pepena del sitio con una OEVA en el cuerpo de la cortina. Se propone una altura máxima de 3.00m para la obra según recomendaciones de la CNA. Esta obra tendría la posibilidad de verter por encima de su corona a todo su largo sin comprometer la seguridad de la obra en caso de que se presentase la tormenta de diseño durante la vida útil de la obra.

### **IV.3 Diseño de la obra de Excedencias para cortina de Gaviones**

#### ***Pre-diseño***

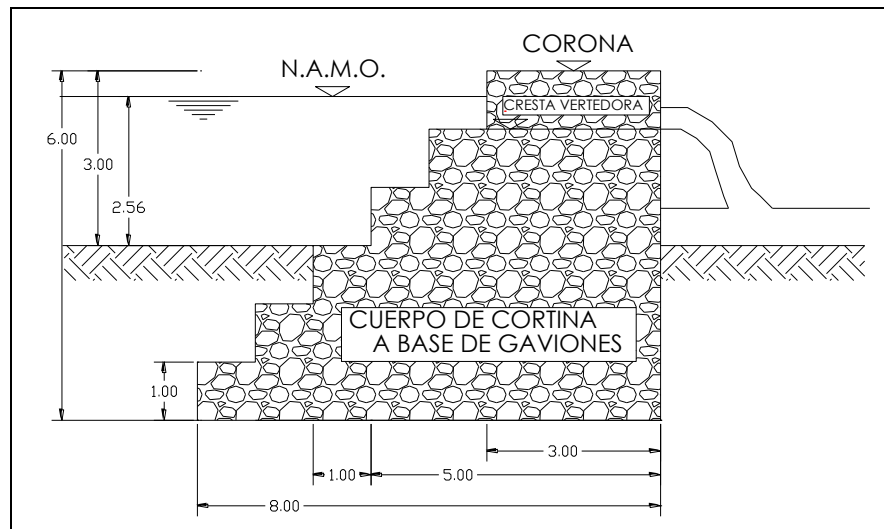
Se realizó un pre-cálculo con los datos correspondiente a la nueva propuesta de una cortina de 3m de alto a base de gaviones. Con dicha altura, la sobreelevación del nivel de agua en el vaso correspondiente al volumen de la tormenta de diseño (3528m<sup>3</sup>) distribuida en el área laminar del vaso (1,703.84m<sup>2</sup>) a 3m del terreno sería de **2.07m**. El gasto *Q* de aporte en condiciones normales seguiría siendo igual a **3.61 m<sup>3</sup>/s**.

Con **2.07m** de sobreelevación y un bordo de apenas 3m sobre el nivel del terreno, se confirma que de presentarse la tormenta, toda la corona del vertedor funcionaría como OEVA. Dado que

el eje de la corona a los 3 m de altura tiene una longitud de **27.82m** el cuerpo de la cortina sería capaz de desalojar **120.14m<sup>3</sup>/s** salvaguardando la estructura.

Para la operación normal del vaso, cuando no se presente la tormenta de diseño, se calculó un vertedor a manera de escotadura en la cortina para que funcione como regulador de vaso y sea capaz de evacuar 3.61m<sup>3</sup>/s del gasto de aporte.

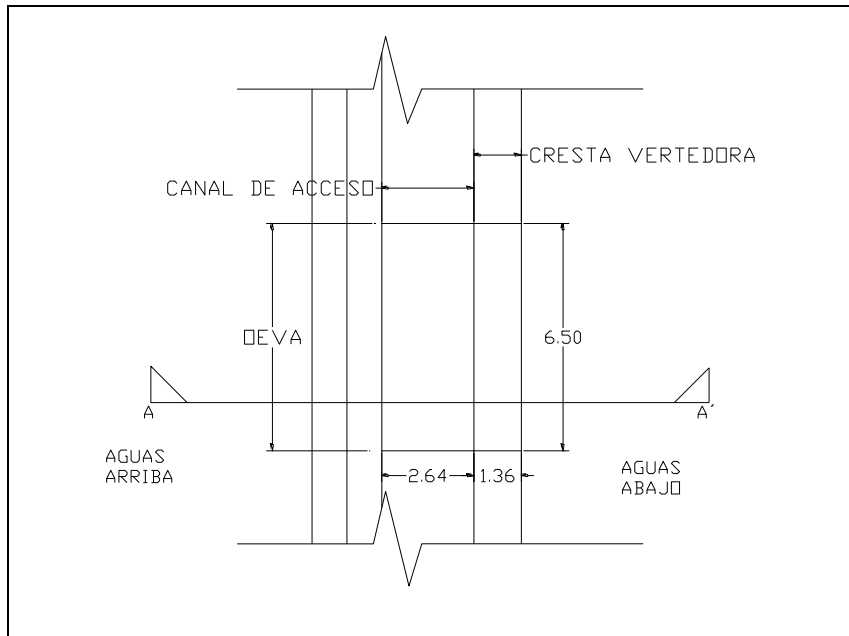
Se empezó por proponer una longitud fija de cresta  $L$  igual a 6m, lo que arrojó una carga hidráulica de 0.56m de acuerdo con la fórmula (18) para poder desalojar 3.61m<sup>3</sup>/s de gasto  $Q$  con un coeficiente  $C$  de 1.45. Con estos datos iniciales se inició el cálculo hidráulico de la OEVA.



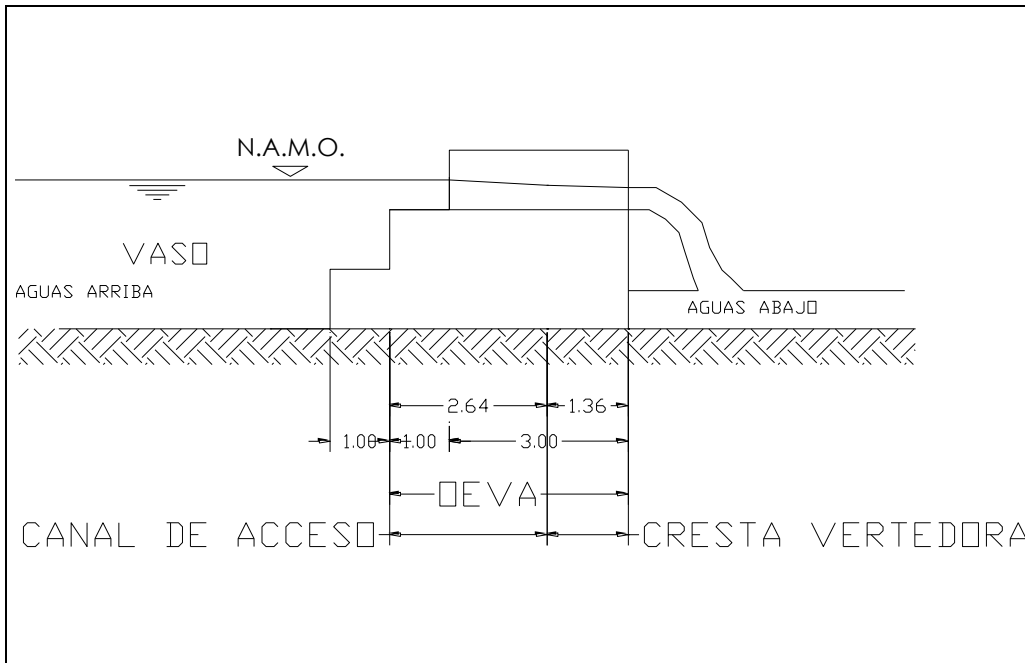
**Figura 20.** Esquema de propuesta inicial de cortina.

### ***Diseño del Canal de Acceso de la OEVA***

El diseño del Canal de Acceso de la OEVA de acuerdo a lo planteado *Alegret et al.* en [5] y [55] analiza las pérdidas que sufre la carga hidráulica al pasar por el canal de acceso debido a las pérdidas de entrada, las de longitud y las debidas a la presencia de pilas y la forma de los estribos de entrada de la OEVA (ver figura 21 y 22).



**Figura 21.** Esquema en planta de propuesta de Obra de Excedencias.



**Figura 21.** Esquema en corte A- A' de propuesta de Obra de Excedencias.

En el caso de la OEVA Objeto de Estudio, el canal de acceso se encuentra a la misma altura que la sección vertedora de la obra. Por lo que inicialmente se consideró que el canal de acceso era de 1m de longitud y el vertedor de 3m de ancho de acuerdo con la propuesta inicial, ambos de 6m de ancho de acuerdo a lo propuesto en el pre-diseño.

Se hicieron 3 iteraciones de cálculo hasta encontrar que la sección vertedora fuese capaz de desalojar el gasto de aportación de  $3.61\text{m}^3/\text{s}$ . Esto se logró modificando las medidas iniciales arrojadas en el pre-diseño hasta encontrar las adecuadas. A continuación se presenta el cálculo del diseño final del Canal de Acceso.

#### *Datos iniciales Propuestos*

Se propuso una Longitud del vertedor  $L$  o ancho de vertedor  $b_{vert}$  igual al ancho del Canal de Acceso  $B_{acc}$ , ambas igual a **6.5m**. El largo de la cresta vertedora, se propuso igual a **1.36m**, mientras que el ancho del canal se ajustó a **2.64m**. Debido a que la distancia del piso de la cresta vertedora a la corona está impuesta a ser de 1m se ajustó el gasto que pasará por el vertedor de acuerdo con las pérdidas de manera que al entrar al Canal de acceso se mantuviesen los **0.56m** de carga hidráulica  $H$  y un bordo libre de 0.44m, esto arrojó un gasto inicial  $Q$  de entrada de  **$3.95\text{m}^3/\text{s}$** .

Para el cálculo del gasto en el punto de salida del Canal de Acceso primera mente se hace el cálculo de la longitud efectiva de Vertimiento con la siguiente fórmula.

$$L = L_t - nt - 2(nK_p + K_e)H_o \quad (21)$$

Donde:  $L$  es la longitud efectiva del vertimiento(m);  $L_t$  es la longitud real de vertimiento;  $n$  es el número de pilas en el canal de acceso,  $K_p$  es el coeficiente de contracción producido por las pilas,  $K_e$  es el coeficiente de contracción producido por los estribos;  $H_o$  es la carga total sobre el vertedor y  $t$  es el ancho de las pilas.

Se tomó como valor de  $K_e = 0.2$ . El valor del número de pilas  $n$  es 0 (cero) y por tanto el valor de  $K_p$  no es considerado. El desnivel  $P$  también es igual a cero. Con ello, el valor de la Longitud efectiva de vertimiento  $L$  resultó ser igual a **6.276m**.

Una vez consideradas las contracciones se procede a calcular las pérdidas por longitud y por entrada, para lo que se debe calcular primero la velocidad permitida en el canal y el gasto específico del canal de acceso, las fórmulas se presentan a continuación.

La velocidad permitida se estimó con la fórmula:

$$V_{perm} = \frac{Q}{(P + H)B_{acc}} \quad (22)$$

Donde:  $V_{perm}$  es la velocidad permitida (m/s);  $Q$  es el gasto que circula por el canal (m<sup>3</sup>/s);  $P$  es la diferencia de altura entre la cresta vertedora y el canal de acceso (m),  $H$  es la carga hidráulica a la entrada del canal (m) y  $B_{acc}$  es el ancho del canal de acceso en (m).

Con los datos propuestos para el diseño, la velocidad fue estimada en 1.09m/s, lo que está por debajo del valor máximo recomendado de 1.5 m/s por lo que el valor es aceptable.

Al obtener la velocidad permitida se pudieron obtener las pérdidas de entrada en el canal para lo que se utilizó la siguiente fórmula:

$$h_{fe} = K_e \frac{V_{perm}^2}{2g} \quad (23)$$

Donde:  $h_{fe}$  la pérdida en carga hidráulica debido a la fricción a la entrada del canal (m);  $V_{perm}$  es la velocidad permitida (m/s);  $g$  es el valor de la gravedad 9.81 m/s<sup>2</sup>.

Para el proyecto, las pérdidas debido a fricción a la entrada  $h_{fe}$  del canal de acceso fueron de 0.012m.

El gasto específico o unitario del canal de acceso se obtuvo dividiendo el Gasto  $Q$  entre el ancho del canal, con lo que se obtuvo un gasto específico  $q_{acc}$  igual a 0.608 m<sup>2</sup>/s.

Las pérdidas debido a la fricción del agua con el material de canal de acceso a lo largo de su longitud se calcularon según la siguiente fórmula:

$$h_{fl} = \frac{q_{acc}^2 n^2 L_{acc}}{(P + H)^{10/3}} \quad (24)$$

Donde:  $h_{fl}$  es la pérdida en carga hidráulica debido a la fricción por longitud (m);  $q_{acc}$  es el gasto específico en el canal de acceso ( $m^2/s$ );  $n$  es el coeficiente de Manning igual a 0.030 para el caso de estudio (adimensional);  $L_{acc}$  es la longitud del canal de acceso (m);  $P$  es la diferencia de altura entre la cresta vertedora y el canal de acceso (m),  $H$  es la carga hidráulica a la entrada del canal (m).

Con el dato del gasto específico  $q_{acc}$  y el valor de coeficiente de Manning igual a 0.030 por la rugosidad e irregularidad de los gaviones, el cálculo de las pérdidas por longitud según la fórmula (24) fue de 0.006m.

De tal manera que las pérdidas de carga totales en el Canal de Acceso son la suma de las pérdidas por fricción de entrada  $h_{fe}$  y las de longitudinales  $h_{fl}$  según se indica en la fórmula (25) y para el diseño propuesto la sumatoria de pérdidas por fricción es igual a 0.018m

$$\sum h_f = h_{fe} + h_{fl} \quad (25)$$

Donde:  $h_f$  es la pérdida total en carga por fricción (m);  $h_{fe}$  es la pérdida total en carga por longitud (m);  $h_{fl}$  es la pérdida total en carga por entrada (m).

Finalmente, la carga hidráulica al final del canal de acceso debido a las pérdidas se estima con la fórmula (26) y resultó ser igual a 0.542m

$$H_{of} = H_{oi} - \sum h_f \quad (26)$$

Donde:  $H_{of}$  es la carga hidráulica al final del canal de acceso (m),  $H_{oi}$  es la carga hidráulica inicial a la entrada del canal de acceso (m) y  $\sum h_f$  son las pérdidas por fricción en el canal.

Por último se revisa que la relación de la carga hidráulica final  $H_{of}$  entre la carga inicial  $H_{oi}$  sea mayor a 0.95. En el caso del diseño propuesto se obtiene una relación igual a 0.968 lo que es mayor a 0.95 y por tanto se acepta como último cálculo.

### ***Diseño de la Cresta Vertedora de la OEVA***

La carga hidráulica crítica que se presenta en la cresta vertedora se obtendrá al calcular primeramente el gasto que circula por la sección vertedora de acuerdo a la eficiencia de su vertimiento. El gasto que circula sobre la Cresta Vertedora se estima con la fórmula propuesta por *Alegret et al.* en [5] y [55].

$$Q = \sigma_4 m_o b (\sqrt{2g}) H_o^{3/2} \quad (27)$$

Donde:  $Q$  es el gasto que circula por la cresta vertedora ( $m^3/s$ );  $\sigma_4$  es el coeficiente de sumersión (adimensional);  $m_o$  es el coeficiente de gasto (adimensional);  $b$  es el ancho del vertedor;  $g$  es el valor de la gravedad igual a  $9.81 m/s^2$ ;  $H_o$  es la carga de diseño (m).

El coeficiente  $m_o$  se consideró igual a 0.328 ya que la relación de la altura del vertedor  $P$ , que se diseñó igual a 2m, entre la carga  $H_o$  de 0.542m, arrojó un valor de 3.69. Con el valor de la relación se buscó el valor para el coeficiente  $m_o$  mediante la interpolación entre los valores dados en la tabla 3.2 de [5] y [55].

El coeficiente de sumersión  $\sigma_4$  no aplica en el caso del diseño de éste trabajo y se considera por tanto igual a 1, ya que la carga hidráulica en el cauce natural aguas abajo es igual a 0.642m y no llega a haber sumersión por la diferencia en nivel de la cresta vertedora al cauce natural igual a 2m.

Por lo tanto, con los valores obtenidos de  $m_o$  y  $\sigma_4$ , un ancho de vertedor igual a la longitud equivalente encontrada con la fórmula (21) y la  $H_o$  encontrada con la fórmula (26), el gasto  $Q$  según la fórmula (26) resultó igual a 3.638  $m^3/s$ . Una vez conocido el gasto  $Q$ , se obtuvo la carga hidráulica crítica sobre la cresta vertedora  $h$  con la fórmula (28) y resultó ser igual a 0.303m.

$$h = KH_o \quad (28)$$

Donde:

$h$  es la carga hidráulica crítica sobre la cresta vertedora (m);  $H_o$  es la carga de diseño sobre la cresta (m) y  $K$  es igual a la relación entre la profundidad crítica en el umbral y la carga de diseño sobre la cresta y se determina de acuerdo a la tabla 3.1 de [55].

Finalmente, se tabulan los valores del gasto que circula por el vertedor correspondiente a distintas cargas hidráulicas que pudiesen presentarse en el vertedor.

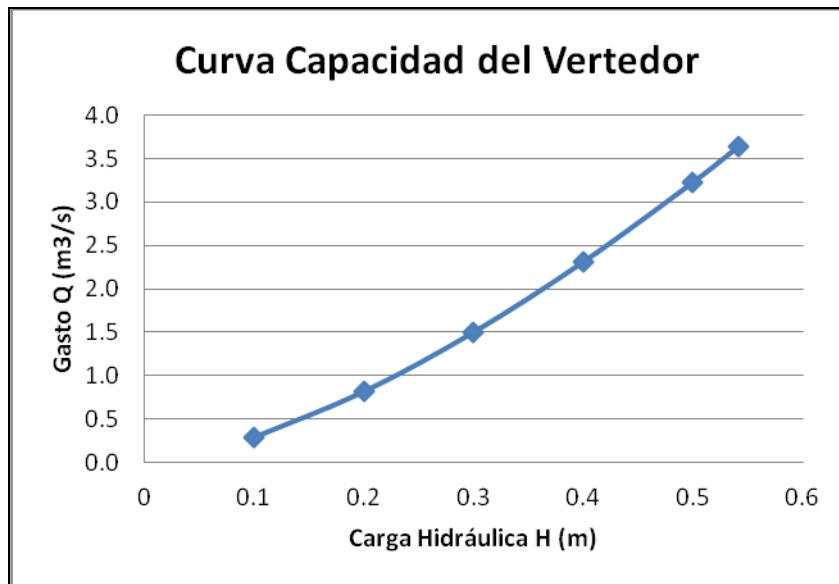
**Tabla 6.** Valores del gasto contra carga hidráulica en la cresta vertedora.

He	Mo	$\sigma^4$	m	Q
0.1	0.328	1	0.328	0.288
0.2	0.328	1	0.328	0.816
0.3	0.328	1	0.328	1.498
0.4	0.328	1	0.328	2.307
0.5	0.328	1	0.328	3.224
0.542	0.328	1	0.328	3.638

Por último, los valores de la tabla se grafican para obtener la curva de capacidad de servicio del vertedor.

**Tabla 7.** Valores del gasto contra carga hidráulica en la cresta vertedora.

Curva Capacidad del Vertedor	
Carga Hidráulica H (m)	Gasto Q (m <sup>3</sup> /s)
0.1	0.288
0.2	0.816
0.3	1.498
0.4	2.307
0.5	3.224
0.542	3.638



**Figura 23.** Gráfica curva capacidad de servicio del vertedor.

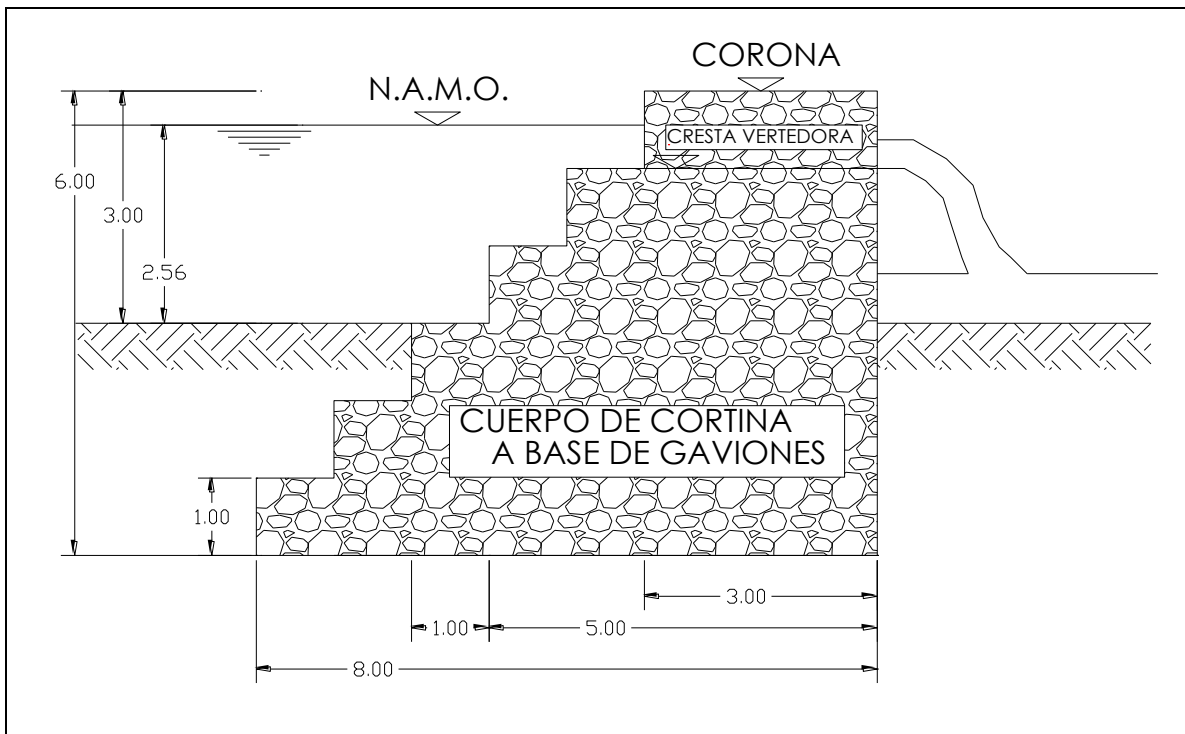
## CAPÍTULO VI

### VI. DISEÑO DE LA CORTINA DE LA OBRA HIDRÁULICA

#### VI.1 Propuesta inicial

Considerando la carga hidráulica extraordinaria que debe soportar la obra hidráulica en caso de que se presente la tormenta de diseño durante la vida útil de la obra, se propone una sección amplia para el cuerpo de la cortina.

Una cortina de 3m de alto, elaborada a base de gaviones, como se mencionó en el capítulo V, se propone un ancho de corono de 3.0m y un escalonamiento hacia agua arriba, cada escalón de 1m de alto y 1m de ancho de manera tal que la base del la corona a nivel de terreno será de 5m, mientras que se propone cimentar el bordo 3 metros bajo en nivel de terreno natural, es decir que 3m debajo de la cota del terreno, la obra tendría 8m de base (*ver Figura 25*).



**Figura 25.** Propuesta de cuerpo de Cortina para obra objeto de estudio.

## VI. 2 Cálculo Estructural

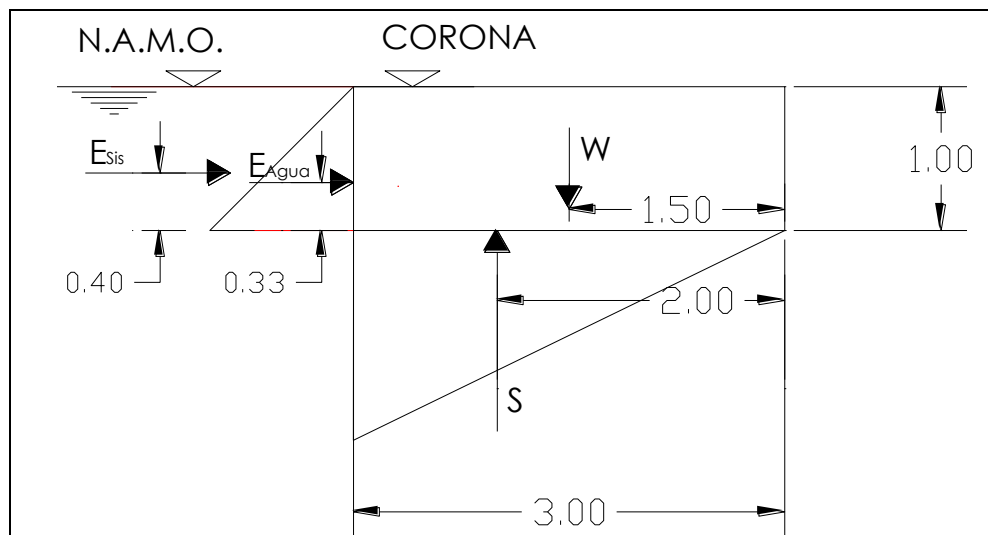
Para revisar la estabilidad de la sección propuesta se hace el análisis de fuerzas y momentos que actúan sobre la sección respecto a un punto en el pie de la obra. Para la estimación de los Esfuerzos debido a sismo se consideró un periodo  $t$  del evento igual a 1.2s, y el coeficiente alfa igual a 0.05.

Los valores del peso específico de los diferentes medio se utilizaron como sigue: peso específico del agua con sedimentos  $1050\text{kg/m}^3$ , de la roca  $2600\text{kg/m}^3$ ; del terreno natural  $1925\text{kg/m}^3$ . Debido a que se estima que el acomodo de la roca en los gaviones permite una porosidad del 30%, el valor de la porosidad  $n$  se establece entonces en 0.3 y por lo tanto, el peso específico del gavión seco es de  $1820\text{kg/m}^3$  y saturado de  $2135\text{kg/m}^3$ .

Con la intención de hacer más eficiente la propuesta, se analiza la estructura a cada metro de altura para lo cual se divide en 6 secciones como se muestra más adelante.

### ***Estabilidad de Sección 1.***

La sección 1 se definió como el primer metro de cortina desde la corona hacia la base. El ancho de su base es igual a 3m y la altura total de la sección es equivalente a 1m. En la figura 26 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 26.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 1 de la cortina.

Primero se estimaron las fuerzas verticales sobre la sección, es decir la suma de las fuerzas debido al peso de la sección y la subpresión que se ejerce sobre ella.

$$\sum F_v = \sum W - S \quad (29)$$

Donde:  $\sum F_v$  son la sumatoria de fuerzas verticales (kg);  $\sum W$  es la sumatoria de fuerzas verticales debido al peso propio de la sección y las fuerzas que actúan encima de la estructura (kg) y  $S$  es la subpresión que se ejerce sobre la sección (kg).

Para la sección 1, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a 5460kg, considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a 1575kg. La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a **3885kg**.

Las fuerzas que actúan horizontalmente en la sección son las debidas al empuje hidrostático y el empuje sísmico.

$$\sum F_H = \sum E_{H_2O} + E_s \quad (30)$$

Donde:  $\sum F_H$  es la sumatoria de fuerzas horizontales (kg);  $\sum E_{H_2O}$  es la sumatoria del Empuje Hidrostático (kg) y  $E_s$  es el empuje sísmico sobre la sección (kg).

El empuje hidrostático se obtuvo con la fórmula 31, en la que se consideró el alto de la sección como la altura del triángulo de fuerza producido por el empuje hidrostático.

$$E_{H_2O} = ht(\gamma_{H_2O})(b/2) \quad (31)$$

Donde:  $E_{H_2O}$  es el Empuje Hidrostático (kg);  $ht$  es la altura total de la sección sumergida (m);  $\gamma_{H_2O}$  es el peso específico del agua con sedimento igual a 1050 (kg/m<sup>3</sup>) y  $b$  es el ancho de la base de la sección (m).

El empuje sísmico se calculó con las siguientes fórmulas.

$$E_s = K_t(h^{3/2}) \quad (32)$$

Donde:  $E_s$  es el Empuje Sísmico (kg);  $h$  es la altura total de la sección sumergida que (m) y  $K_t$  es una constante de sismicidad calculada con la fórmula (33).

$$K_t = 0.667C_t\alpha\sqrt{H} \quad (33)$$

Donde:  $K_t$  es una constante de sismicidad;  $C_t$  es la constante de periodo calculada con la fórmula (34); y  $H$  es la altura total del nivel de terreno natural al nivel de la corona de la cortina (m).

$$C_t = \frac{817}{\sqrt{1 - 0.775\left[\frac{H}{100}t\right]^2}} \quad (34)$$

Donde:  $C_t$  es la constante de periodo calculada con la fórmula (34);  $H$  es la altura total del nivel de terreno natural al nivel de la corona de la cortina (m) y  $t$  es el periodo del evento sísmico (s).

En la sección 1, se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 525.00kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 47.22kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **572.22kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procede a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

Para revisar la estabilidad por deslizamiento se calcula la relación de las fuerzas verticales por un factor de fricción entre las fuerzas horizontales que actúan en la sección, la propuesta se acepta como buena si dicha relación resulta menor a 1.3.

$$FS_{des} = \frac{f(\sum F_V)}{\sum F_H} \quad (35)$$

Donde:  $FS_{des}$  es el Factor de seguridad por deslizamiento (adimensional); el Empuje Hidrostático (kg);  $f$  es el factor de fricción del suelo (adimensional),  $\sum F_H$  es la sumatoria de fuerzas Horizontales (kg) y  $\sum F_V$  la sumatoria de las fuerzas verticales (kg).

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 4.75 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

La revisión contra el volteo se hace al obtener la relacione de Momentos Resistentes entre Momentos de volteo, es decir aquellos que actúan a favor de las manecillas del reloj entre aquellos que actúan en contra, con respecto al punto de referencia A de la figura 26.

$$C_{seg} = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} \quad (36)$$

Donde:  $C_{seg}$  es la constantes de seguridad al volteo (adimensional);  $\sum M_R$  es la sumatoria de Momentos resistentes al volteo (kgm). y  $\sum M_V$  es la sumatoria de Momentos de volteo (kgm).

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 1, es de 8190kgm, y los momentos de volteo igual a 3343.89kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 2.45 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

La fuerza resultante de las fuerzas se calcula mediante la fórmula de Pitágoras en las que la resultante es la hipotenusa del triángulo formado por los catetos de sumatoria de fuerzas horizontales y sumatoria de fuerzas verticales. En el caso de la Sección 1, ésta es igual a 3926.91kg.

$$F_R = \sqrt{(\sum F_V)^2 + (\sum F_H)^2} \quad (37)$$

Donde:  $F_R$  es la fuerza resultante (kg);  $\sum F_H$  es la sumatoria de fuerzas Horizontales (kg) y  $\sum F_V$  la sumatoria de las fuerzas verticales (kg).

La excentricidad que se presenta en la sección de encuentra de acuerdo con lo planteado en el Manual de Presas de Gaviones [9].

$$e = \frac{\sum F_H}{\sum F_V} (y_H) \quad (38)$$

Donde:  $e$  es la excentricidad (m);  $\sum F_H$  es la sumatoria de fuerzas Horizontales (kg) y  $\sum F_V$  la sumatoria de las fuerzas verticales (kg) y  $y_H$  es la distancia a la que se aplica la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  a partir de la base de la sección.

Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 1, la excentricidad es de 0.049 mientras que el la mitad del tercio medio de la base es de 0.5m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

Finalmente se revisan los esfuerzos en el pie y talón de la sección así como en condiciones de vaso lleno y de vaso vacío de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{b} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (39)$$

Donde:  $\sigma$  es el esfuerzo en el talón o pie de la sección ( $\text{kg}/\text{m}^2$ );  $e$  es la excentricidad (m);  $\sum F_V$  es la sumatoria de fuerzas verticales (kg) y  $b$  la medida de la base de la sección.

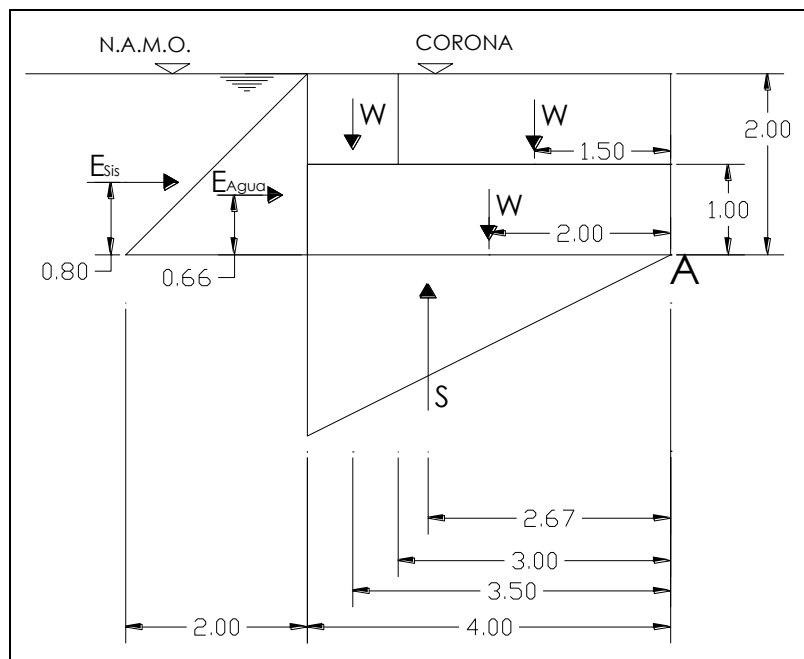
Para el caso de la sección 1, se tiene los esfuerzos  $\sigma_1$  igual a  $1424.26 \text{kg}/\text{m}^2$  y  $\sigma_2$  igual a

1165.74kg/m<sup>2</sup> para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan al revés.

Por último se realiza la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. Siempre que el esfuerzo del terreno sea mayor al de la sección, es aceptado el cálculo ya que el terreno tiene la capacidad de resistirlo. Para la sección 1, el esfuerzo máximo fue de 1424.26kg/m<sup>2</sup> que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a 35000kg/m<sup>2</sup>.

### **Estabilidad de Sección 2**

La sección 2 se definió como los primeros 2 metros de cortina desde la corona hacia la base. El ancho de su base es igual a 4m y la altura total de la sección es equivalente a 2m. En la figura 27 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 27.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 2 de la cortina.

En la sección 2, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a 15995kg, considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a 4200kg. La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a **11795kg**.

Se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 2100kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 133.55kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **2233.55kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procedió a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 3.70 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 2, es de 30362.5kgm, y los momentos de volteo igual a 12706.84kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 2.39 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

#### *Revisión de excentricidad dentro del tercio medio de la sección.*

Se obtuvo la resultante de las fuerzas actuantes sobre la sección que arrojó un total de 12004.61 kg. Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 2, la excentricidad es de 0.128m mientras que el la mitad del tercio medio de la base es igual a 0.67m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

#### *Esfuerzos en el pie y talón de la sección*

Finalmente se revisaron los esfuerzos en *el pie y talón de la sección* en condiciones de vaso lleno y de vaso vacío de acuerdo con la fórmula.

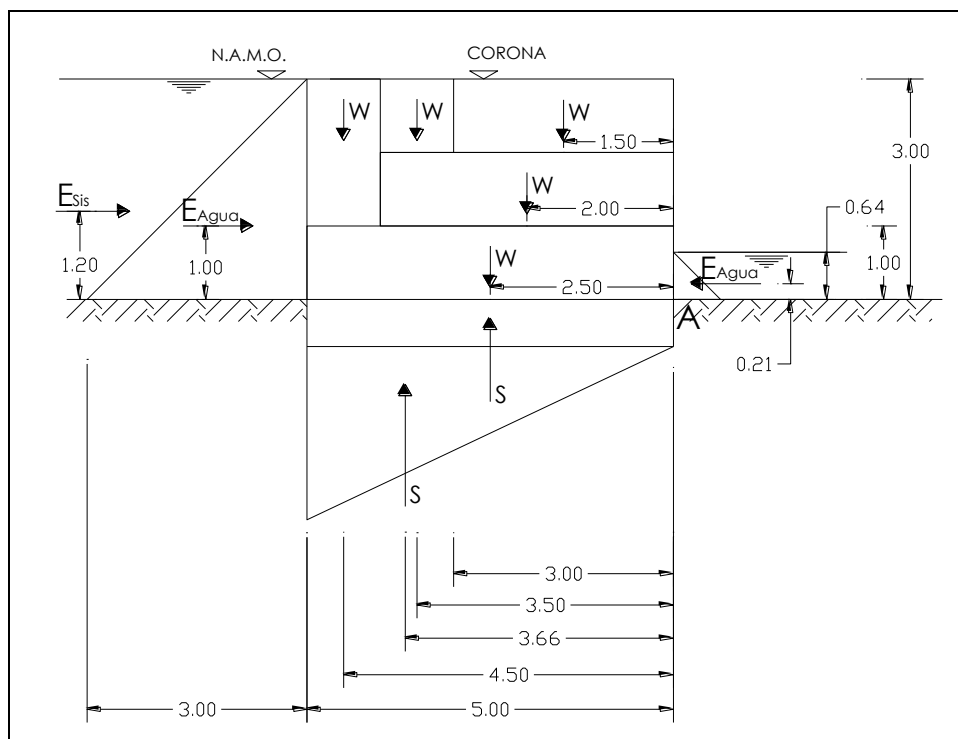
Se obtuvo un esfuerzo  $\sigma_1$  igual a 3513.82kg/m<sup>2</sup> y  $\sigma_2$  igual a 2386.69kg/m<sup>2</sup> para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan

al revés.

Por último, se realizó la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. La sección presenta un el esfuerzo máximo fue de  $3513.82\text{kg/m}^2$  que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a  $35000\text{kg/m}^2$ .

### **Estabilidad de Sección 3**

La sección 3 se definió como los primeros 3 metros de cortina desde la corona hacia la base. El ancho de su base es igual a 5m y la altura total de la sección es equivalente a 3m. En la figura 28 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 28.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 3 de la cortina.

En la sección 3, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a  $28770\text{kg}$ , considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a  $11245.5\text{kg}$ . La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a  **$17524.5\text{kg}$** .

Se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 4508.61kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 245.35kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **4753.96kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procedió a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 2.58 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 3, es de 66500kgm, y los momentos de volteo igual a 39649.36kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 1.68 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

#### *Revisión de excentricidad dentro del tercio medio de la sección.*

Se obtuvo la resultante de las fuerzas actuantes sobre la sección que arrojó un total de 18157.87kg. Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 3, la excentricidad es de 0.28 mientras que el la mitad del tercio medio de la base es igual a 0.83m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

#### *Esfuerzos en el pie y talón de la sección*

Finalmente se revisaron los esfuerzos en *el pie y talón de la sección* en condiciones de vaso lleno y de vaso vacío de acuerdo con la fórmula.

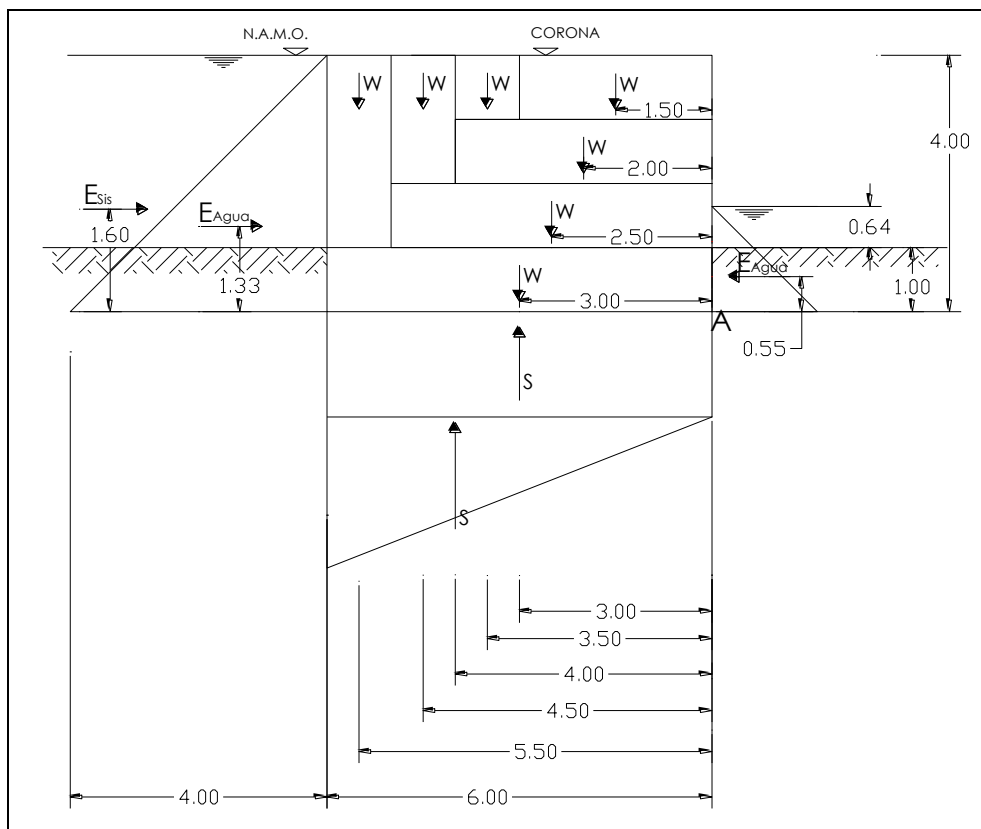
Se obtuvo un esfuerzo  $\sigma_1$  igual 4698.4 a  $\text{kg/m}^2$  y  $\sigma_2$  2311.4 igual a  $\text{kg/m}^2$  para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan al

revés.

Por último  $4698.4 \text{ kg/m}^2$ , se realizó la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. La sección presenta un el esfuerzo máximo fue de  $\text{kg/m}^2$  que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a  $35000\text{kg/m}^2$ .

#### **Estabilidad de Sección 4**

La sección 4 se definió como los primeros 4 metros de cortina desde la corona hacia la base. El ancho de su base es igual a 6m y la altura total de la sección es equivalente a 4m. En la figura 29 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 29.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 4 de la cortina.

En la sección 4, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a 44730kg, considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a 16644.6kg. La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a **28085.4kg**.

Se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 6984.51kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 377.74kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **7362.25kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procedió a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 2.67 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 4, es de 122255kgm, y los momentos de volteo igual a 73563.43kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 1.66 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

#### *Revisión de excentricidad dentro del tercio medio de la sección.*

Se obtuvo la resultante de las fuerzas actuantes sobre la sección que arrojó un total de 29034.33 kg. Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 4, la excentricidad es de 0.39 mientras que el la mitad del tercio medio de la base es igual a 1.0m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

#### *Esfuerzos en el pie y talón de la sección*

Finalmente se revisaron los esfuerzos en *el pie y talón de la sección* en condiciones de vaso

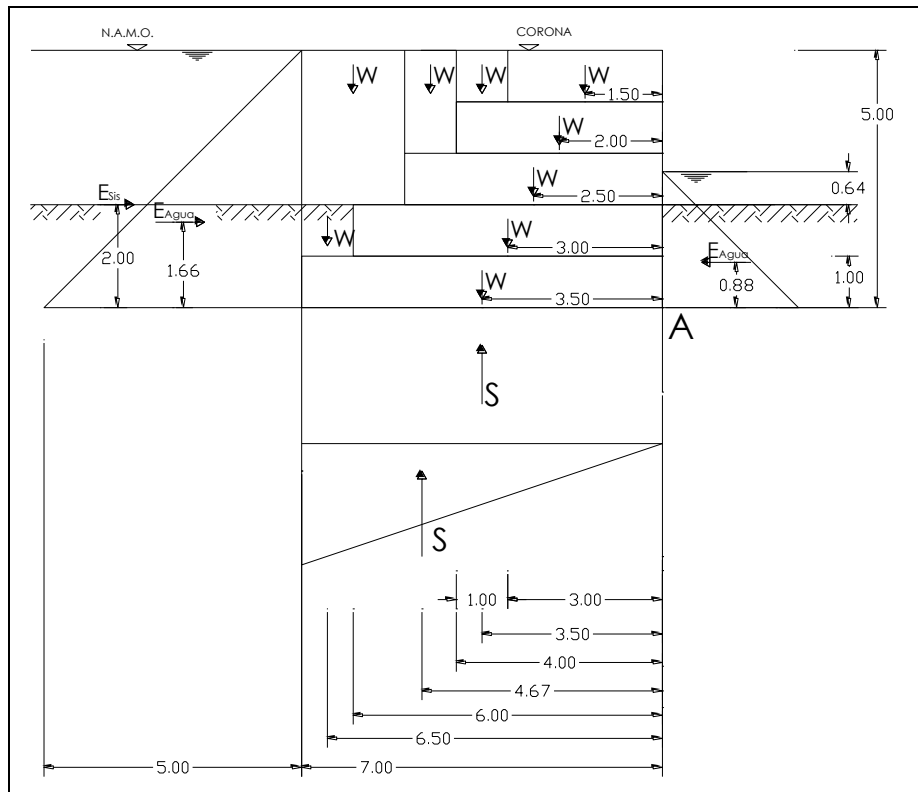
lleva y de vaso vacío de acuerdo con la fórmula.

Se obtuvo un esfuerzo  $\sigma_1$  igual a  $6519.17\text{kg/m}^2$  y  $\sigma_2$  igual a  $2842.63\text{kg/m}^2$  para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan al revés.

Por último, se realizó la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. La sección presenta un el esfuerzo máximo fue de  $6519.17\text{kg/m}^2$  que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a  $35000\text{kg/m}^2$ .

### **Estabilidad de Sección 5**

La sección 5 se definió como los primeros 5 metros de cortina desde la corona hacia la base. El ancho de su base es igual a 7m y la altura total de la sección es equivalente a 5m. En la figura 30 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 30.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 5 de la cortina.

En la sección 5, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a 64750kg, considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a 23093.7kg. La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a **41656.3kg**.

Se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 9460.41kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 527.90kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **9988.31kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procedió a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 2.92 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 5, es de 207550kgm, y los momentos de volteo igual a 121968.97kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 1.70 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

#### *Revisión de excentricidad dentro del tercio medio de la sección.*

Se obtuvo la resultante de las fuerzas actuantes sobre la sección que arrojó un total de 42837.06 kg. Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 5, la excentricidad es de 0.47 mientras que el la mitad del tercio medio de la base es igual a 1.17m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

#### *Esfuerzos en el pie y talón de la sección*

Finalmente se revisaron los esfuerzos en *el pie y talón de la sección* en condiciones de vaso

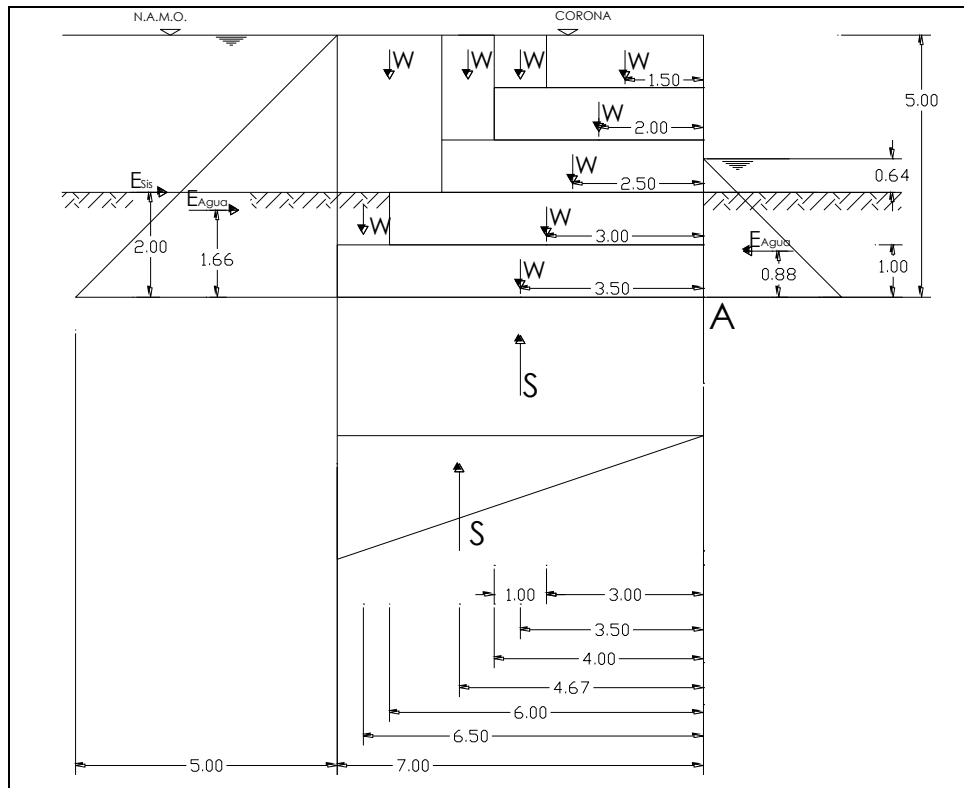
lleva y de vaso vacío de acuerdo con la fórmula.

Se obtuvo un esfuerzo  $\sigma_1$  igual a  $8363.58\text{kg/m}^2$  y  $\sigma_2$  igual a  $3538.22\text{kg/m}^2$  para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan al revés.

Por último, se realizó la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. La sección presenta un el esfuerzo máximo fue de  $8363.58\text{kg/m}^2$  que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a  $35000\text{kg/m}^2$ .

### **Estabilidad de Sección 6**

La sección 6 se definió como la sección completa de la cortina. El ancho de su base es igual a 8m y la altura total de la sección es equivalente a 6m. En la figura 31 se presenta la sección transversal correspondiente y las fuerzas que actúan sobre ella.



**Figura 31.** Diagrama de Cuerpo libre de la Sección 6 de la cortina.

En la sección 6, las sumatorias de fuerzas debido al peso de la estructura  $\sum W$  son igual a 86905kg, considerando que el nivel de aguas llega al nivel de la corona, y la subpresión  $S$  es igual a 30592.8kg. La sumatoria de fuerzas verticales  $\sum F_v$  es igual a **56312.2kg**.

Se obtuvo un Empuje hidrostático  $E_{H2O}$  de 11936.31kg, un empuje sísmico  $E_s$  de 693.64kg y por tanto la sumatoria de fuerzas horizontales  $\sum F_H$  que actúa sobre la sección fue de **12630.26kg**.

Una vez que se obtuvieron las fuerzas actuantes y el punto en el que actúan, se procedió a revisar la seguridad de la sección.

#### *Estabilidad al deslizamiento.*

El factor de fricción se consideró igual a 0.7 mientras que las sumatorias de fuerzas verticales y Horizontales son las que se encontraron en los párrafos anteriores con las fórmulas (29) y (30), con ello, se encontró un coeficiente de estabilidad al deslizamiento igual a 3.12 lo que efectivamente es mayor a 1.3 por lo que la propuesta es estable por deslizamiento.

#### *Estabilidad al Volteo.*

Las sumatoria de Momentos resistentes para la sección 6, es de 313932.5kgm, y los momentos de volteo igual a 186982.74kgm, por lo que el  $C_{seg}$  resulto ser igual a 1.68 que es mayor al valón mínimo aceptado de 1.3 por lo que se acepta el diseño por estabilidad al volteo.

#### *Revisión de excentricidad dentro del tercio medio de la sección.*

Se obtuvo la resultante de las fuerzas actuantes sobre la sección que arrojó un total de 57711.24 kg. Se revisa que la excentricidad arroje un valor menor a la mitad del tercio medio de la sección, tomando de referencia la base de la sección. En el caso de la sección 6, la excentricidad es de 0.55 mientras que el la mitad del tercio medio de la base es igual a 1.33m, por lo que es aceptada la sección por excentricidad.

#### *Esfuerzos en el pie y talón de la sección*

Finalmente se revisaron los esfuerzos en *el pie y talón de la sección* en condiciones de vaso

llevo y de vaso vacío de acuerdo con la fórmula.

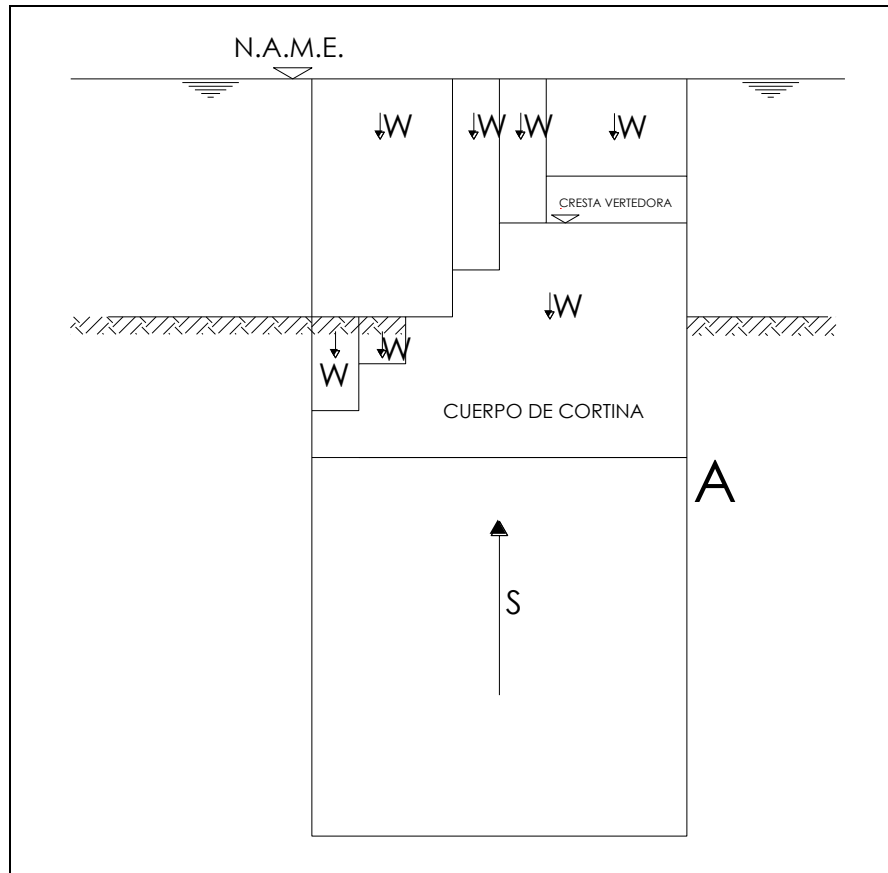
Se obtuvo un esfuerzo  $\sigma_1$  igual a  $9946.36\text{kg/m}^2$  y  $\sigma_2$  igual a  $4131.69\text{kg/m}^2$  para el caso en el que el embalse está vacío y en el caso de que el embalse esté lleno, los esfuerzos se presentan al revés.

Por último, se realizó la comparación entre el máximo esfuerzo de la sección y el esfuerzo máximo que soporta el terreno natural. La sección presenta un el esfuerzo máximo fue de  $9946.36\text{kg/m}^2$  que es mucho menor que el esfuerzo que puede soportar el terreno igual a  $35000\text{kg/m}^2$ .

### **VI. 3 Resistencia a la Flotación**

Aparte de revisar la estabilidad de cada una de las secciones, se revisa la resistencia del cuerpo de la cortina ante las fuerzas de flotación que pudieran presentarse en el caso de la avenida de la tormenta de diseño.

De presentarse dicha avenida, la sobreelevación de las aguas del vaso llegaría 2.07m por encima de la corona, lo que crearía una gran fuerza debido a la subpresión sobre la sección de la cortina. Por tanto, se plantea el diagrama de cuerpo libre de la sección máxima de la cortina contra las fuerzas extraordinaria de subpresión que se presentarían en la tormenta (ver figura 32)



**Figura 32.** Diagrama de cuerpo libre de la sección transversal de la cortina en caso de presentarse la tormenta extraordinaria de diseño.

De la figura se obtuvo una sumatoria de fuerzas por el peso propio de la sección y el área de agua que actúa como carga sobre ella de 106218kg, mientras que la fuerza debido a la subpresión se estimó en 67788kg. Esto significa que las Fuerzas de resistencia a la flotación, la sumatoria de fuerzas debido al peso, son mayores a las fuerzas actuantes de Flotación debidas a la subpresión con lo que se asegura que en un evento extraordinario la estructura tendría suficiente peso propio para resistirse a la flotación y se asegura así su permanencia en el cauce durante su vida útil.

El resultado de la resta entre la fuerza de Flotación y las de Resistencia indica que hay una diferencia considerable que pudiera ser traducida a una modificación de las dimensiones del diseño de la cortina para plantear una sección más eficiente. Sin embargo, en la revisión hecha a la sección 4), 5) y 6), el Coeficiente de Seguridad al Volteo no deja mucho margen para hacer más esbelta la sección. Por lo tanto, la propuesta final de la sección de la cortina queda como se plantea en la figura 25.

## APÍTULO VII

### VII. CONCLUSIONES

La metodología planteada en este trabajo para el cálculo de la Obra de Excedencias del Vaso de Almacenamiento representa una metodología validada por cada uno de las publicaciones de los autores de los que fueron tomados los procedimientos para su elaboración.

En el Capítulo IV, Revisión de Proyecto Existente, se calculó la Avenida de diseño y la Capacidad del vaso, cálculos que corresponden al Estudio Hidrológico del proyecto. Este procedimiento se realizó de acuerdo con lo indicados por la extinta Secretaría de Recurso Hídricos en [16] y la después Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos en [17] y [18] así como las actualizaciones hechas a los procedimientos por parte de la SAGARPA en sus Manuales para el programa COUSSA en conjunto con el Colegio de Postgraduados en 2011 en [6] y las actualizaciones de las envolventes regionales de gastos máximos de la República Mexicana hechas por *Campos et al.* en 2005 en su publicación en *Ingeniería Hidráulica en México* [57].

El Capítulo V del Diseño de la Obra de Excedencias se apega a los procedimientos planteados por *Alegret et al.* [5] y la actualización hecha a la publicación en 2005 [55].

Finalmente el procedimiento planteado en el Capítulo VI, Diseño de la Cortina de la Obra Hidráulica, se apega a los procedimientos y revisiones planteadas por la SRH en [16] y la SARH en [17] y [18], el diseño estructural planteado por la Compañía Internacional Maccaferri en el Manual de Diques Flexibles [26] y los manuales de la compañía Nacional LAMAC en [24] y [25], las actualizaciones planteadas en el Manual Presas de Gaviones publicado por SAGARPA para el programa COUSSA en 2011[9] y la consideración aportada al trabajo y procedimiento en la que se incluye en el análisis de fuerzas a los efectos del Empuje sísmico sobre la sección de la Cortina.

Por lo tanto la Metodología planteada para este trabajo es válida para el cálculo de la obra objeto de estudio, incrementa su seguridad y por tanto asegura la inversión del recurso hecha en ella. La Metodología planteada cumple con el objetivo del trabajo pero además aporta una herramienta que puede ser utilizada como metodología para el cálculo de pequeñas obras hidráulicas construidas en la región de Ensenada, el estado de Baja California, y la región Noroeste del País, así como en aquellos lugares en que las condiciones sean similares a las que se presentan regionalmente.

## VIII. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

### VIII.1 Bibliografía Consultada

- [1] United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USDIBR). 1985. *Diseño de Presas Pequeñas - Una publicación técnica de Recursos Hidráulicos*. D.F, México, 639pp.
- [2] Dr. Evio Alegret Breña, Dr. Carlos O. Hernandez Suárez, Dr. Rafael Pedro Gómez, M.Sc. Esther M. García Carreras. 1997. *Apuntes para el diseño hidráulico de Aliviaderos y obras de Toma para Presa Pequeñas. Tomo I. Aliviaderos*. Ciudad de la Habana. Cuba. 271pp.
- [3] Armas, N. R. y E. Horta M. 1987. *Presas de Tierra*. Editorial ISPJAE. La Habana, Cuba, 453 pp.
- [4] Arreguín, C. F. I. 2000. *Obras de Excedencias*. Editorial IMTA. México, 267 pp.
- [5] Dr. Evio Alegret Breña, Dr. Rafael Pedro Gómez. 2001-2005. *Diseño Hidráulico de Aliviaderos para Presas Pequeñas*. Ciudad de la Habana. Cuba. 241pp.
- [6] Dr. Mario Martínez Menes, Dr. Demetrio Fernández Reynoso, Ing. Rodiberto Salas Martínez. 2011. Instructivo: *Hidrología aplicada a las Pequeñas Obras hidráulicas*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México, 20pp.
- [7] Roberto López Martínez. José Luis Oropeza Mota. 2009 - 2010. *Presas de Mampostería*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México 12pp.
- [8] Dr. Eduardo Arteaga Tovar. 2009 - 2010. *Presas de Cortinas de Tierra compactada para abrevadero y pequeño riego*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México, 21pp.
- [9] Roberto López Martínez. José Luis Oropeza Mota. 2009 - 2010. *Presas de Gaviones*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México 14pp.
- [10] Dr. R. Eduardo Arteaga Tovar. 2009 - 2010. *Presas de Concreto para abrevadero y pequeño riego*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de

Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México 36pp.

- [11] Dr. Demetrio Fernández Reynoso, Dr. Mario Martínez Menes, Ing. Héctor García Martínez, Ing. Rodiberto Salas Martínez. 2011. Ficha técnica *Obras de Excedencias*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México, 8pp.
- [12] Dr. Demetrio S. Fernández Reynoso, Dr. Mario R. Martínez Menes, Ing. Héctor García Martínez, Ing. Alfonso Medina Martínez, Ing. Rodiberto Salas Martínez. 2011. Ficha técnica *Disipadores de energía*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México, 12pp.
- [13] Dr. Demetrio S. Fernández Reynoso, Dr. Mario R. Martínez Menes, Ing. Alfonso Medina Martínez, Ing. Rodiberto Salas Martínez. 2011. *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas*. SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural y el Colegio de Postgraduados, Campus Montecillo, México, 20pp.
- [14] SAGARPA, Subsecretaría de Desarrollo Rural, Dirección General de Apoyos para el Desarrollo Rural, Programa de sustentabilidad de los Recursos Naturales, Componente: COUSSA. 2012. *Tabulador de Rendimientos mínimos de Mano de Obra y Maquinaria y Precios Máximos de Referencia de Maquinaria y Equipo para trabajos de Conservación y Uso Sustentable de Suelo y Agua 2012*. México, 23pp.
- [15] CFE Comisión Federal de Electricidad. 1979. *Manual de diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. Obras de Excedencia*. A.2.10. México. 142 pp.
- [16] SRH Secretaría de Recursos Hidráulicos. Subsecretaría de Construcción. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. 1979. *Presa de Derivación Modelo Morelos 4*. SRH Secretaría de Recursos Hidráulicos. México. 242pp.
- [17] SARH Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Coordinación General de Servicios de Apoyo a la Producción. Dirección General de Infraestructura Rural. 1988. *Lineamientos Generales para la Construcción de un Bordo con fines de Abrevadero*. SARH Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Subdirección de Proyectos. México. 83pp.
- [18] SARH Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. 1975. *Pequeños Almacenamientos*. México. 83pp.

- [19] U.S. Army Corps of Engineers(USACE), Engineering and Design. 1990. Engineer Manual. EM 1110-2-1603 *Hydraulic Design of Spillways*. Department of the Army Washington, DC. 170pp.
- [20] U.S. Army Corps of Engineers(USACE), Engineering and Design. 1995. Engineer Manual EM 1110-2-1911 *Construction Control for Earth and Rock-Fill Dams*. Department of the Army Washington, DC. 101pp.
- [21] U.S. Army Corps of Engineers(USACE), Engineering and Design. 2004. Engineer Manual. EM 1110-2-2300 *General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams*. Department of the Army Washington, DC. 130pp.
- [22] U.S. Army Corps of Engineers(USACE), Engineering and Design. 1995. Engineer Manual. EM 1110-2-2200 *Gravity Dam Design*. Department of the Army Washington, DC. 130pp.
- [23] Tim Stephens. 2010. *Manual on small earth dams, a guide to siting, design and construction*. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la alimentación (FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS FAO), Investment Centre Division. Rome. 124pp.
- [24] LEMAC, 2003. Manual de Gaviones, México. 8pp.
- [25] LEMAC, 2003. Manual de Proceso de Instalación de Gaviones, México. 5pp.
- [26] MACCAFERRI. Manual de Diques Flexibles. Italia. pp.
- [27] Estudio integral del aliviadero de abanico o mexicano. Evio Alegret-Breña. Yoel Martínez-González. 2010-02-03. Revista Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería Hidráulica. IMTA.
- [28] Método propuesto para el diseño hidráulico de trampolines empleados como disipadores de energía en aliviaderos para presas, considerando la ocurrencia del cono de socavación al pie del mismo. Rafael Pardo-Gómez. 2008-02-08. Revista Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería Hidráulica. IMTA.
- [29] Cálculo del perfil de flujo sobre vertedores sin control. Nahun Hamed García Villanueva. Polioptro F. Martínez Austria. 1989-03-03. Revista Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería Hidráulica. IMTA.
- [30] Dos casos particulares de la corriente en los aliviaderos de trinchera. Eduardo A. Velazco Davis. 1991-01-05. Revista Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería Hidráulica. IMTA.

- [31] Sánchez B. J. L, F. Gonzalez V, R. Domínguez M, M. Jiménez E. 1996. *Un Procedimiento para el Diseño de Obras de Excedencias*. Secretaría de Gobernación Sistema Nacional de Protección Civil. Centro Nacional de Desastres. Coordinación de Investigación, Área de Riesgos Hidrometeorológicos, México D.F, 31pp.
- [32] Narita, Kunitomo. 2000. *Design and Construction of Embarkment Dams*. Dept. of civil Eng., Aichi Institute of Technology. 18pp.
- [33] Darren Doherty. 2000. *A Primer on Dam Design, Design and Construcction of earth Dams*. Earthworks and Energy. Australia. 7pp.
- [34] Govindasamy Agoramoorthy and Minna J. HSU. 2008. Small size, Big Potential. Check Dams for sustainable development. ENVIROMENT. JULY/AGUST 2008 VOLUME 50 NUMBER 4.
- [35] Robert M. Boes and Willi H. Hager, F. 2003. *Hydraulic Design of Stepped Spillways*. Journal of Hydraulics Engineering of the American Association of Civil Engineering. USA.
- [36] Carvalho R. F., R. Martins (Portugal). Julio 2009. *Stepped spillway with Hydraulic Jumps: Application of a Numerical Model to a Scale Model of a Conceptual Prototype*, Journal of Hydraulics Engineering of the American Association of Civil Engineering. USA.
- [37] Fiorotto V., P. Salandin (Italy). July 2000. *Design of Anchoren Slabs in Spillway Stilling Basins*. Journal of Hydraulics Engineering of the American Association of Civil Engineering. USA.
- [38] Sara Bagheri Æ Manouchehr Heidarpour. Spring 2009. *Flow over rectangular Sharp crested-weirs*. Irrigation science. USA.
- [39] André Luiz Andrade Simões, Harry Edmar Schulz, Rodrigo De Melo Porto, 2010. *Disipadores de energía cimacio liso y escalonado*. Journal of Hydraulic Raserch, Vol 48, No. 3. USA.
- [40] Jean G. Chatila and Bassam R. Jurdi. 2004. *Stepped and smoth spillways*. Canadian Water Resouces Journal, Vol. 29. Canada.
- [41] J. Qu, A.S. Ramamurthy, R. Tadayon, and Z. Chen. 2009. *Stepped spill as Energy Disipators*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 36. Canada.
- [42] Ve Te Chow. 1994. *Hidráulica de Canales Abiertos*. Ed. Mc-Graw Hill. USA. 667pp.
- [43] French Richard H. 1988. *Hidráulica de Canales Abiertos*. Ed. Mc-Graw Hill. USA. 724pp.

[44] Sotelo Avila, Gilberto. 2011. Hidráulica General. Ed. LIMUSA. México. 560pp.

## VIII.2 Referencias de Consulta de páginas web

[45] [http://geologia.cicese.mx/sist\\_inf\\_geo/delegaciones/SnVicente.htm](http://geologia.cicese.mx/sist_inf_geo/delegaciones/SnVicente.htm)

Consultada en Abril 2011.

[46] [http://www.oeidrus-bc.gob.mx/oeidrus\\_bca/biblioteca/Estudios/Agricolas/UvaBC.pdf](http://www.oeidrus-bc.gob.mx/oeidrus_bca/biblioteca/Estudios/Agricolas/UvaBC.pdf)

Consultada en Abril 2011.

[47] [http://www.bajacalifornia.gob.mx/portal/nuestro\\_estado/municipios/ensenada/patriomonio\\_hist.jsp](http://www.bajacalifornia.gob.mx/portal/nuestro_estado/municipios/ensenada/patriomonio_hist.jsp).

Consultada en Abril 2011.

[48] <http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Paginas/default.aspx>.

Consultada en Abril 2012.

[49] <http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Paginas/tecnologiasatualcance.aspx>.

Consultada en Abril 2012.

[50] <http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Publicaciones/Paginas/FichasCOUSSA.aspx>. Consultada en Abril 2012.

[51] <http://publications.usace.army.mil/publications/eng-manuals/> Consultada en Marzo 2012.

[52] <http://www4.fao.org/faobib/index.html>

Consultada en Mayo 2012

[53] <http://www.icold-cigb.org/userfiles/files/NEWS/NEWS/World%20Declaration.pdf>

Consultada en Junio 2012

[54] <http://www.lemac.com.mx/> Consultada en Abril 2012.

[55] <http://www.scribd.com/doc/48951012/Diseno-Hidraulico-de-Vertederos-Para-Presas-Pequeñas> Consultada en Junio 2012.

- [56] <http://clima.dicym.uson.mx/paglabhidra/ARCHIVOS/DENNIS/Tipos%20de%20hidrogramas.pdf> Consultada en Julio 2012.
- [57] <http://es.scribd.com/doc/58836339/Envolventes-maximas> Consultada en Septiembre 2012.
- [58] <http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Publicaciones/Lists/CursoTaller%20Desarrollo%20de%20capacidades%20orientadas%20a/Attachments/14/12a-bordos-almac.pdf> Consultada en Octubre 2012.
- [59] [http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4497/1/292\\_DETERMINACION%20DE%20COEFICIENTES%20DE%20GASTO%20DE%20VERTEDORES%20EN%20EL%20CANAL%20HIDRODINAMICO%20DE%20PENDIENTE%20VARIABLE.pdf](http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4497/1/292_DETERMINACION%20DE%20COEFICIENTES%20DE%20GASTO%20DE%20VERTEDORES%20EN%20EL%20CANAL%20HIDRODINAMICO%20DE%20PENDIENTE%20VARIABLE.pdf) Consultada en Noviembre 2012.

## ANEXO A. Revisión de Avenida de Diseño

### Datos fisiográficos de la cuenca:

Área $A$ :	1.22 km <sup>2</sup>
Longitud $L$ :	2210 m
Diferencia de altura $\Delta H$ :	130 m
Pendiente del cauce principal $S$ :	0.4107
$H_p$ en 24 h, para Pr de 20 años:	99.84 mm

### *Tiempo de concentración de tormenta*

Se utilizaron tres métodos para estimar el tiempo de concentración.

Método de Rowe:

$$T_c = \left[ \frac{0.87L^3}{\Delta H} \right]^{0.385} \quad (1)$$

Donde:  $T_c$  es el Tiempo de concentración (h);  $L$  es la Longitud del cauce principal (Km) y  $\Delta H$  es el desnivel total del cauce (m).

Método de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (2)$$

Donde:  $T_c$  es el Tiempo de Concentración (h);  $L$  es la Longitud del cauce principal (m) y  $S$  es la pendiente media del cauce Principal, por el método Taylor-Schwarz (adimensional)

Método del U.S. Soil Conservation Service (SCS):

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085\Delta H^{0.38}} \quad (3)$$

Donde:  $T_c$  es el Tiempo de concentración (h);  $L$  es la Longitud del cauce principal (m) y  $\Delta H$  es el desnivel total cauce (m).

Al sustituir en la fórmula (1),

$$T_c = \left[ \frac{0.87(2.21)^3}{130} \right]^{0.385}, \text{ se obtuvo un tiempo de concentración } T_c \text{ de } 0.3636 \text{ h.}$$

Al sustituir en la fórmula (2),

$$T_c = 0.000325 \left[ \frac{2210}{\sqrt{0.04107}} \right]^{0.77}, \text{ se obtuvo un tiempo de concentración } T_c \text{ de } 0.4171 \text{ h.}$$

Al sustituir en la fórmula (3),

$$T_c = \frac{2210^{1.15}}{3085(130)^{0.38}}, \text{ se obtuvo un tiempo de concentración } T_c \text{ de } 0.3577 \text{ h.}$$

Se eligió el tiempo de concentración  $T_c$  más crítico, es decir el menor, que resultó ser el obtenido mediante el método de la SCS, con un  $T_c$  igual a **0.36 h**.

En el caso de cuencas chicas, el procedimiento para calcular la Intensidad de Lluvia, el Coeficiente de Escurrimiento y finalmente el gasto de diseño, es como se presenta a continuación:

### ***Intensidad de Lluvia***

*Parámetro estadístico e, en función del tiempo de Concentración.*

$$e = \frac{\left(\frac{1}{2}\right)T_c + \left(\frac{1}{3}\right)T_c}{2} \quad (4)$$

Donde:  $e$  es un parámetro estadístico y  $T_c$  es el Tiempo de concentración (h).

Al sustituir en (4), se obtiene que  $e$  es igual a **0.149034**.

*Parámetro K asociado a la duración y periodo de retorno de la tormenta.*

$$K = \frac{(H_p 24)(1 - e)}{24^{(1 - e)}} \quad (5)$$

Donde:  $K$  es un parámetro asociado a la duración y periodo de retorno;  $H_p 24$  es la lluvia en 24 horas (mm/hr), para un periodo de retorno establecido.

Al sustituir en (5), se encontró el valor de  $K$  igual a **5.685**

Finalmente, la fórmula de intensidad de lluvia  $I$  es:

$$I = \frac{K}{(1 - e)T_c^e} \quad (6)$$

Donde:  $I$  es la Intensidad de lluvia (mm/h);  $K$  es un parámetro asociado a la duración y periodo de retorno y  $T_c$  es el Tiempo de concentración (h).

Al sustituir en (6), se obtuvo que el valor de  $I$  es igual a **7.786 mm/h**.

### ***Coefficiente de Escurrimiento C***

El coeficiente  $C$  se calculó con base en la tabla de Valores del Coeficiente  $C$  para Zonas Naturales presentada en las Normas para Proyectos de Obras de Alcantarillado Pluvial en el Estado de Baja California.

**Tabla 1.** Valores del Coeficiente  $C$ , para Zonas Naturales

<b>Características de la cuenca</b>	<b>Valores del Coeficiente C</b>			
<b>1.- Relieve</b>	<b>(0.40)</b> Escarpado Terreno abrupto, Pendiente > 30%	<b>(0.30)</b> Montañoso Pendiente 10% a 30%	<b>(0.20)</b> Lomerío Pendiente 5% a 10%	<b>(0.05) *</b> Plano Pendiente 0% a 5%
<b>2.-Infiltración en el suelo</b>	<b>(0.20)</b> Despreciable Roca o suelo fino	<b>(0.15)</b> Baja Suelo arcilloso	<b>(0.10)</b> Normal Suelo limoso profundo	<b>(0.05)</b> Alta Suelo arenoso profunda
<b>3.-Cubierta Vegetal</b>	<b>(0.20)</b> Pobre Cubierta de plantas con efecto de intercepción, cubierta llana o esparcida	<b>(0.15)</b> Pobre a regular Cultivos nuevos en tiempo de cosecha, cubiertas pobres menores al 10% de áreas de drenaje con buena cubierta	<b>(0.10)</b> Regular a buena Aproximadamente el 50% del área de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente, no mayores al 50% en áreas de cosecha o cultivos	<b>(0.05)</b> Buena a excelente Aproximadamente el 90% de área de drenaje en pastizales, bosque o cubierta equivalente
<b>4.-Almacenaje Superficial</b>	<b>(0.20)</b> Despreciable Pocas depresiones y poca profundidad, corrientes escarpadas y pequeñas, sin estanque y pantanos	<b>(0.15)</b> Bajo Sistema bien definido de pequeñas corrientes, sin estanques y pantanos	<b>(0.10)</b> Normal Depresiones superficiales de almacenaje, sistema de drenaje parecidos a las áreas típicas de las pampas, lagos, estanques y pantanos menores al 20% del área del drenaje	<b>(0.05)</b> Alto Grandes depresiones superficiales de almacenaje, sistema de drenaje no muy bien definidos, cauce amplio de almacenamiento o gran número de lagos, pantanos y estanques

\* Para los municipios de Playas de Rosarito, Tecate y Tijuana  $C=0.10$

Nota: Para obtener el coeficiente de escurrimiento, sumar de acuerdo con las características de la cuenca en estudio los cuatro valores entre paréntesis, correspondientes a cada columna y renglón.

De la tabla 1, se construyó la tabla 2, para encontrar el Coeficiente C para el suelo del bordo Sierra Seca.

**Tabla 2.** Bordo Sierra Seca

Tipo de Suelo	Porcentaje (%)	Valor	Proporción
A	15	0.2	0.03
B	20	0.15	0.03
C	65	0.1	0.065
TOTAL	100		<b>0.125</b>

El valor del Coeficiente **C** resultó igual a **0.125**.

### ***Gasto máximo de la avenida de diseño***

#### ***Método Racional***

$$Q = 0.278CIA \quad (7)$$

Donde:  $Q$  es el gasto máximo ( $m^3/s$ );  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional);  $I$  es la intensidad máxima de lluvia para un periodo de retorno dado ( $mm/h$ ) y  $A$  es el área de la cuenca ( $km^2$ ).

Al sustituir en (7) los valores obtenidos de la fórmula (6) y la tabla 2, se obtiene:

$Q = 0.278(0.125)(7.786mm/h)(1.88km^2)$ , por lo que el gasto máximo **Q** encontrado fue de **0.51 m<sup>3</sup>/s**.

### **Método Gregory Arnold**

$$Q = 0.2086(CAR_H FB)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143} \quad (8)$$

Donde:  $Q$  es el gasto ( $m^3/s$ );  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional);  $A$  es el área de la cuenca (Has);  $R_H$  es la intensidad media de la lluvia para un tiempo  $H$  (cm/h) y es igual al cociente de  $X$  entre  $H$ , donde  $H$  es el tiempo considerado para el cálculo (h),  $X$  es la lluvia máxima total (cm) para el tiempo  $H$ ; y  $F$  es el factor que depende de la forma y naturaleza del cauce del río, el cual se calcula con ayuda de la tabla 5;  $B$  es igual a la raíz cuadrada de  $P$  entre  $L$ , donde  $P$  es el factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua en ella y se obtiene de la tabla 4,  $L$  es la longitud (m) que recorre el agua desde el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio del proyecto;  $S$  es la pendiente o caída por cada 1000 m del cauce principal.

Para encontrar el factor  $P$  con ayuda de la tabla 4, primeramente debe obtenerse el valor de la relación  $L/W$  que se refiere a la forma típica de las Cuencas y su concentración. En dicha relación,  $L$  es la longitud de la Cuenca (m) y  $W$  es igual a  $10000A/L$  es decir,  $W$  es igual a la razón del área de la cuenca  $A$  (Has) entre la longitud de la Cuenca  $L$  (m) por un factor de 10000. Con  $L/W$  se busca la forma de la cuenca en la figura 1 y modo de concentración en la figura 2. Por otro lado, también se requieren los valores de  $P'$  y  $A'$ , donde  $P'$  es una constante que depende del núcleo inicial de concentración de las lluvias y  $A'$  es el área (Has) del núcleo inicial; como  $P'$  y  $A'$  son difíciles de determinar, se recomienda usar los valores de  $P' = 0.5$  y  $A/A' = 262144$ . Una vez que se tiene la relación  $L/W$ ,  $P'$  y  $A'$  con los que se puede obtener el valor de  $P$  de la tabla 4.

Determinar el periodo  $H$  en que se produce la altura de lluvia registrada puede resultar difícil por la falta de pluviógrafos y por tanto se aplicará el criterio de suponer un tiempo  $H$  de concentración de la precipitación registrada en 24 h; de 1 a 3 horas para cuencas de hasta 40  $Km^2$  y de 3 a 24 horas para cuencas mayores de 40  $Km^2$ .

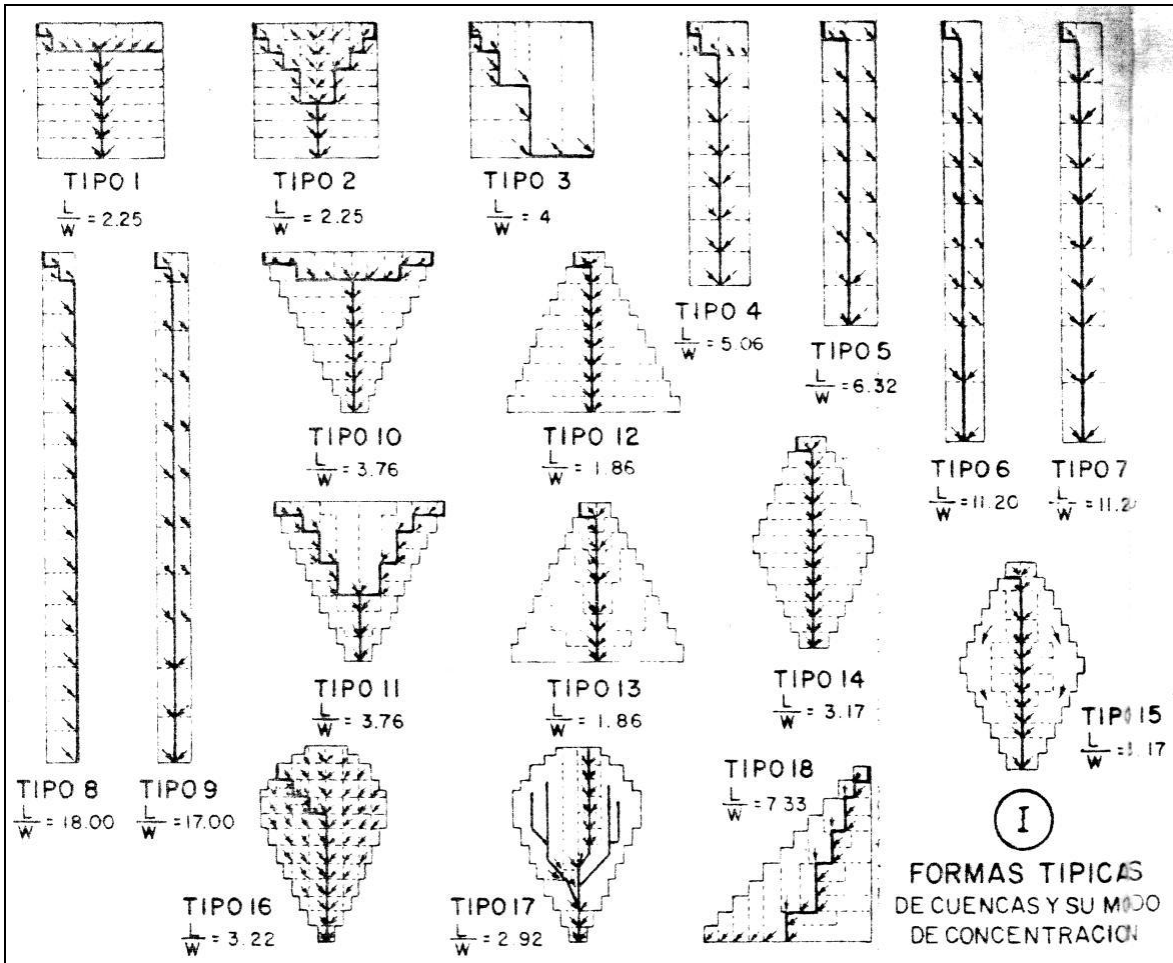
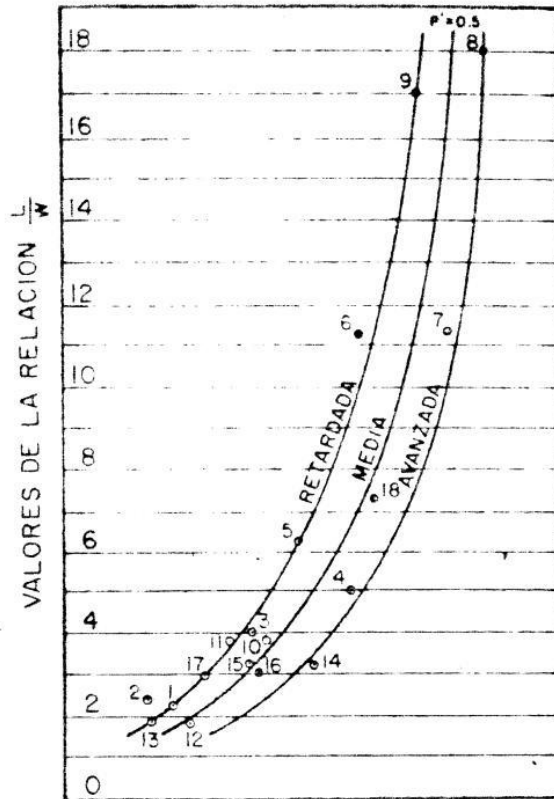


Figura 1. Formas típicas de cuencas y su concentración.

Tomado de Presa de Derivación, Subsecretaría de Recursos Hídricos (1976)



**Figura 2.** Gráfica para determinar la forma de Concentración.  
Tomado de Presa de Derivación, Subsecretaría de Recursos Hídricos (1976)

**Tabla 4.** Valores del factor "P"

VALORES DEL FACTOR "P" PARA $P'=0.5$ Y $A/A'=262144$						
$\frac{L}{W}$	CONCENTRACIÓN					
	TORMENTAS DE INTENSIDAD UNIFORME			CURVA DE PRECIPITACIÓN DE LA FORMA $i=K/t^{0.5}$		
	RETR.	MED.	AVAN.	RETR.	MED.	AVAN.
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.47	0.49	0.53	0.55	0.58
8	0.50	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

**Tabla 5. Valores del factor "F"**

VALORES DEL FACTOR "F"									
PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS									
TALUD	ANCHO DE FONDO POR ALTURA	VALOR "n" DE KUTTER							
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.100
1/2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.64	7.12	6.68	5.99	5.58	5.23	4.95	3.34
	2 POR 1	7.61	7.10	6.65	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33
	4 POR 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.26
	8 POR 1	7.12	6.64	6.23	5.58	5.19	4.87	4.62	3.11
	16 POR 1	6.69	6.23	5.85	5.24	4.89	4.57	4.34	2.90
	30 POR 1	6.23	5.85	5.50	4.91	4.58	4.29	4.07	2.75
	100 POR 1	5.45	5.08	4.77	4.25	3.97	3.72	3.53	2.38
1: 1	FORMA EN V	7.51	7.00	6.58	5.87	5.46	5.13	4.87	3.28
	1 POR 1	7.60	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.32
	2 POR 1	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.30
	4 POR 1	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22
	8 POR 1	7.07	6.57	6.17	5.53	5.15	4.83	4.58	3.08
	16 POR 1	6.68	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.32	2.91
	30 POR 1	6.25	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.05	2.72
	100 POR 1	5.45	5.07	4.75	4.25	4.97	3.73	3.53	2.38
2: 1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 POR 1	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18
	4 POR 1	7.14	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12
	8 POR 1	6.90	6.44	6.05	5.40	5.04	4.71	4.48	3.03
	16 POR 1	6.58	6.12	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.88
	30 POR 1	6.20	5.76	5.41	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70
	100 POR 1	5.42	5.06	4.75	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
3: 1	FORMA EN V	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	1 POR 1	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	2 POR 1	7.01	6.53	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06
	4 POR 1	6.95	6.45	6.07	5.42	5.06	4.73	4.50	3.03
	8 POR 1	6.75	6.29	5.90	5.28	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 POR 1	6.49	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
	30 POR 1	6.14	5.75	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68
	100 POR 1	5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.30	2.36

*Operaciones.*

El valor de la Constante *C* se conoce de la tabla 2.

El área de la cuenca *A* es un dato conocido igual a 1.88 km<sup>2</sup>.

*H*, se consideró igual al Tiempo de concentración *T<sub>c</sub>* encontrado con la fórmula 3, por lo que

$$H = 0.358 \text{ h}$$

$$R_H = X/H = 9.984 \text{ cm}/0.358 \text{ h} = 27.91 \text{ cm/h}$$

Donde  $X$  se consideró igual a la precipitación media en 24 hrs y  $H$  es ya conocida.

$$W = 10000 A/L = 10000(188 \text{ Hra}/2210 \text{ m}) = \mathbf{850.68}$$

$$\text{Por lo que la relación } L/W = 2210 \text{ m}/850.68 = \mathbf{2.598}$$

Usando la relación  $L/W$  se obtiene de la figura 1 el tipo de cuenca que para el caso de estudio es tipo 1, tipo 2 o tipo 17, lo que según indica la figura 2, son cuencas de concentración retardada. Con esa información se obtiene el valor de  $P$  de la tabla 4, el cual resultó ser de **0.43**.

Por lo tanto,  $B$  que es igual a la raíz de  $(P/L)$  resulta:

$$B = \sqrt{P/L} = \sqrt{0.43/2210} = \mathbf{0.01395}.$$

$F$  se encuentra con ayuda de la tabla 5, para lo que se debe obtener la relación entre taludes, la forma del fondo del cauce en "V" y el número de Kutter. De las características fisiográficas de la cuenca se encuentra que los taludes mantienen una relación de 3:1 y la relación de fondo por altura es de 16 por 1 y el número de Kutter es igual a 0.35; por lo que  $F$  es igual a **4.2**.

Finalmente, los valores encontrados anteriormente se sustituyen en la fórmula (8),

$$Q = 0.2086((0.125)(1.88 \text{ km}^2)(27.91 \text{ cm/h})(4.2)(0.01395))^{1.1429}(0.358)^{0.5714}(0.04107)^{0.2143}$$

$Q$  es igual a **3.79 m<sup>3</sup>/s**.

### ***Método de Curvas Envolventes***

Los métodos de curvas envolventes arrojan el valor del gasto máximo unitario estimado para la tormenta de diseño. Es por ello que para obtener el Gasto máximo de diseño  $Q$  se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = qA \tag{9}$$

En el caso de estos métodos aplicados a cuencas que almacenan menos de 250,000 m<sup>3</sup> y no tengan construcciones ni cultivos aguas abajo, se recomienda tomar el 25% del gasto arrojado por las fórmulas según Arteaga [56] y Martínez *et al.* [6] en los manuales e instructivos de SAGARPA para la construcción de pequeñas obras hidráulicas.

### **Curvas Envolventes de Creager**

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Creager es:

$$q = 1.303C_c(0.386A)^{\left(\frac{0.936}{A^{0.048}}\right)}A^{-1} \quad (10)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario (m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>);  $A$  es el área de la cuenca (Km<sup>2</sup>);  $C_c$  el coeficiente de Creager (adimensional) que depende de las características de la cuenca y de las distintas regiones hidrológicas.

El valor del Coeficiente  $C_c$  fue considerado igual a 15 para la cuenca objeto de estudio de acuerdo con los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.*, (2005) [42]

Al sustituir en (10) se encuentra que el gasto  $q$  es igual a **7.77 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>**.

Al sustituir el valor de  $q$  en la fórmula (9), se encuentra el Gasto máximo  $Q$  igual a 14.608 m<sup>3</sup>/s.

Finalmente, se considera únicamente el 25% del valor calculado de  $Q$ , por lo que el gasto máximo  $Q$  es igual a: **3.65 m<sup>3</sup>/s**.

### **Curvas Envolventes de Lowry**

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Lowry es:

$$q = \frac{C_L}{(Ac + 259)^{0.85}} \quad (11)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $\text{Km}^2$ );  $C_L$  el coeficiente de Lowry (adimensional) que nuevamente depende de las características de la cuenca y de las distintas regiones hidrológicas.

El valor del Coeficiente  $C_L$  fue considerado igual a 500 para la cuenca objeto de estudio de acuerdo con los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.*, (2005) en [42]

Al sustituir en (11), se obtiene un gasto unitario  $q$  igual a **4.42  $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$** .

Al sustituir el valor de  $q$  en la fórmula (9), se encuentra el Gasto máximo  $Q$  igual a  $8.30 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Finalmente, de acuerdo con la recomendación de Arteaga [56] y Martínez *et al.* [6], se considera únicamente el 25% del valor calculado de  $Q$ , por lo que el gasto máximo  $Q$  obtenido por este método será considerado igual a: **2.08  $\text{m}^3/\text{s}$** .

### ***Curvas Envolventes de Crippen***

La fórmula para obtener el gasto máximo unitario para las envolventes de gasto según el método de Crippen es:

$$q = k_1 A^{k_2 - 1} (A^{0.5} + 5)^{k_3} \quad (12)$$

Donde:  $q$  es el gasto unitario ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $\text{Km}^2$ );  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  son parámetros empíricos (adimensional) que depende también de la cuenca y la región hidrológica.

Los valores de  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  se consideraron según los valores presentados por Ramírez-Orozco A. I. *et al.* (2005) en [42] donde  $k_1 = 450$ ,  $k_2 = 1.1$  y  $k_3 = -1.85$ .

Al sustituir en (12), se encuentra que  $q$  es igual a **15.59  $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$** .

Al sustituir en (9), se encuentra que  $Q$  es igual a  $29.31 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Al tomar  $Q$  al 25%, se tiene que  $Q$  es iguala al **7.33  $\text{m}^3/\text{s}$** .

### **Método de Hidrograma Unitario Triangular (HUT)**

La fórmula para obtener el gasto máximo según el método del Hidrograma Unitario Triangular (HUT) es:

$$Q = \frac{0.556HeA}{nTp} \quad (13)$$

Donde:  $Q$  es el gasto máximo ( $m^3/s$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $Km^2$ );  $He$  es la precipitación en exceso (mm);  $Tp$  es el tiempo pico de la tormenta (s) y  $n$  es un factor (adimensional) que depende del área de la cuenca.

El tiempo pico  $Tp$  se calcula con ayuda de la fórmula

$$Tp = 0.6Tc + \frac{D}{2} \quad (14)$$

Donde:  $Tp$  es el Tiempo pico (h) correspondiente al gasto pico  $Q$  de la tormenta de diseño,  $Tc$  es el tiempo de concentración (h) y  $D$  es la duración de lluvia en exceso (h).

$Tc$  se obtiene de la fórmula (3), mientras que  $D$  es considerada igual a  $Tc$  para cuencas chicas, dado lo anterior, al sustituir en la fórmula (14), se obtuvo  **$Tp$  igual a 0.393 h.**

La lluvia en exceso  $He$  se calculó con la siguiente fórmula:

$$He = \frac{10 \left( \frac{Hp}{10} - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\left( \frac{Hp}{10} + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)} \quad (15)$$

Donde:  $He$  es la precipitación o lluvia en exceso (mm),  $Hp$  es la precipitación media de diseño (mm) y  $N$  es un coeficiente llamado número de escurrimiento de cuenca (adimensional) que depende del tipo de suelo de la cuenca.

Para obtención del valor de  $N$  se requiere el uso de la tabla 6, en la cual se indican los valores de  $N$  para los distintos tipos de suelo y cobertura vegetal de la superficie.

**Tabla 6.** Número  $N$  de Escurrimiento

Uso de suelo	Condición de la Cobertura Vegetal de la Superficie	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques Cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques Naturales	Muy ralo, muy baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surco en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo.	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surco en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
	Curva de nivel, buena	6	35	70	79

Se consideró la vegetación similar en condiciones a la presentada en bosques naturales con cobertura de vegetación rala de baja transpiración. Por lo que, en el caso del bordo objeto de estudio, el número  $N$  resultó ser igual a **71.2**, tal como se muestra en la tabla 7.

**Tabla 7.** Número de escurrimiento N del bordo sierra Seca

Tipo de Suelo	Valor N	Porcentaje del 100%	Valor Proporcional de N
A	46	15	6.9
B	68	20	13.6
C	78	65	50.7
<b>Valor de N de la Cuenca</b>			<b>71.2</b>

Al sustituir los valores correspondientes en la ecuación (15), con las consideraciones anteriores se obtiene que **He** es igual a **3.71 mm**.

El factor  $n$  para cuencas chicas (menores o iguales a  $250 \text{ km}^2$ ) puede ser considerado igual a 2, ya que, como se observa en la fórmula (16), las áreas menores a  $250 \text{ km}^2$  causarían que el valor de  $((A-250)/1583.3)$  fuese negativo. Por tanto  **$n = 2$** .

$$n = 2 + \frac{A - 250}{1583.3} \quad (16)$$

Donde:  $n$  es el factor (adimensional) que depende del área de la cuenca y  $A$  es el área de la cuenca ( $\text{km}^2$ ).

Finalmente, con las consideraciones anteriores al sustituir los respectivos valores en la fórmula (13) se obtuvo que el gasto  **$Q$**  es igual a  **$4.93 \text{ m}^3/\text{s}$** .

De los gastos calculados a través de los distintos métodos se descartaron los valores extremos, que en este caso fueron los correspondientes al método Racional y al método de curvas envolventes de Crippen. Los resultados de los gastos restantes fueron promediados como se muestra en la tabla 8.

**Tabla 8.** Promedio de Gasto Máximo de Avenida

<b>Método</b>	<b>Gasto Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
Gregory Arnold	3.79
Curvas Envolventes de Creager	3.65
Curvas Envolventes de Lowry	2.08
Hidrograma Unitario Triangular	4.93
<b>Promedio</b>	<b>3.61</b>

Por lo tanto, el gasto máximo **Q** para la avenida de diseño con el que se hará el cálculo de la obra objeto de estudio es de: **3.61 m<sup>3</sup>/s**.

Mientras que el tiempo pico **T<sub>p</sub>** correspondiente a dicho gasto resultó igual a **0.289 h** y se obtuvo de la proporcionalidad entre el gasto máximo promedio **Q** de la avenida de diseño, y el gasto máximo **Q** y tiempo pico **T<sub>p</sub>** obtenido por el método del HUT.

$$T_{p_{prom}} = \frac{Q_{p_{prom}}}{Q_{p_{HUT}}} (T_{p_{HUT}}) = \frac{3.61m^3/s}{4.93m^3/s} (0.393h) = \mathbf{0.289 h}$$

## ANEXO B. Revisión de la Capacidad del Vaso

### Áreas-Capacidades del Vaso de Almacenamiento

Las áreas se obtuvieron con ayuda del Software AutoCAD a partir del levantamiento topográfico. Los volúmenes a cada medio metro de elevación se obtuvieron con la simple fórmula:

$$V = \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) (h_2 - h_1) \quad (1)$$

Donde:  $V$  es Volumen ( $m^3$ );  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas en planta correspondientes a cada elevación o curva de nivel ( $km^2$ ) y  $h_2-h_1$  es la diferencia en elevaciones entre curvas de nivel.

La Capacidad del Vaso a cada elevación es la suma acumulada de los volúmenes correspondientes a las áreas entre cada elevación, lo que se muestra en la tabla 1, y se plasma en la gráfica de Áreas–Capacidades en la figura 1.

**Tabla 1.** Áreas-Capacidades del Bordo Sierra Seca

Elevación (m)	Área ( $m^2$ )	Volumen ( $m^3$ )	Capacidades ( $m^3$ )
88.50	12.84		
89.00	113.11	31.49	31.49
89.50	300.86	103.49	134.98
90.00	575.29	219.04	354.02
90.50	917.87	373.29	727.31
91.00	1,278.78	549.16	1,276.47
91.50	1,703.84	745.66	2,022.13
92.00	2,253.82	989.42	3,011.54
92.50	2,838.54	1,273.09	4,284.63
93.00	3,305.25	1,535.95	5,820.58
93.50	3,826.92	1,783.04	7,603.63
94.00	4,452.60	2,069.88	9,673.51
94.50	5,255.82	2,427.10	12,100.61
95.00	6,012.53	2,817.09	14,917.70

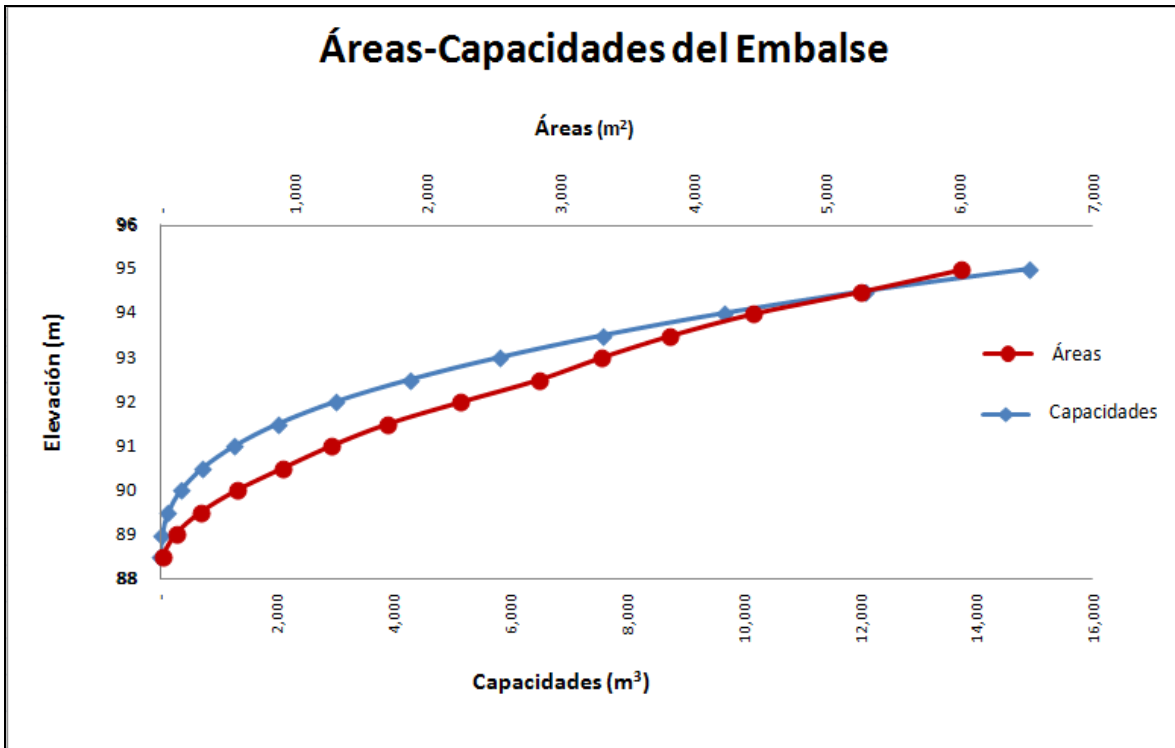


Figura 1. Gráfica de Áreas-Capacidades del Vaso de Almacenamiento del Bordo Sierra Seca.

### Análisis de Volumen Aprovechable

Fórmula para estimar volumen de escurrimiento mínimo, medio y máximo anual con la fórmula (10).

$$V_m = ACP_m \quad (2)$$

Donde:  $V_m$  es el volumen escurrido anual ( $m^3$ );  $A$  es el área de la cuenca ( $m^2$ );  $P_m$  es la precipitación anual (m) y  $C$  es el coeficiente de escurrimiento (adimensional).

La constante de escurrimiento  $C$  de la fórmula (10) se obtiene a partir de los valores de la tabla 2. Dicha tabla permitirá encontrar el valor mínimo  $C_{min}$  y máximo  $C_{max}$  de la constante y para encontrar el valor medio  $C_{med}$ , se utiliza la fórmula

$$C_{med} = \frac{C_{min} + C_{max}}{2} \quad (3)$$

Donde:  $C_{med}$  es el coeficiente de escurrimiento medio;  $C_{min}$  es el coeficiente de escurrimiento mínimo;  $C_{max}$  es el coeficiente de escurrimiento máximo.

**Tabla 2.** Coeficiente de Escurrimiento C

TOMANDO EN CUENTA LA VEGETACIÓN	
CLASE DE TERRENO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)
Terrenos cultivados, pastos	1 a 30
Áreas boscosas	5 a 20
Terrenos sin cultivo	25 a 50

TOMANDO EN CUENTA LA SUPERFICIE DE LA CUENCA	
EXTENSIÓN DE LA CUENCA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)
Cuencas chicas hasta 10 Km <sup>2</sup>	20
Medianas de 10 a 100 Km <sup>2</sup>	15
Grandes de 100 a 500 Km <sup>2</sup>	10
Mayores de 500 Km <sup>2</sup>	5

TOMANDO EN CUENTA LA PRECIPITACIÓN	
PRECIPITACIÓN ANUAL	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)
Mayor de 1500 mm	35 ó mayor
De 1200 a 1500 mm	15 a 35
De 800 a 1200 mm	5 a 15
Menor de 800 mm	0 a 5

Los valores encontrados para el Coeficiente de escurrimiento C para la cuenca del bordo Sierra Seca se presentan en la tabla 3.

**Tabla 3.** Coeficiente de escurrimiento mínimo y máximo.

Coeficiente de Escurrimiento	$C_{min}$ (%)	$C_{max}$ (%)
Coeficiente de Vegetación	1.00	30.00
Coeficiente de Superficie	20.00	20.00
Coeficiente por precipitación	0.00	5.00
<b>Coeficiente PROMEDIO</b>	<b>7.00</b>	<b>18.33</b>

Por lo que la constante de escurrimiento  $C_{med}$  resultó ser **12.67 %** según la fórmula (3),  $C_{min}$  **7.00 %** y  $C_{max}$  **18.33 %** para la Cuenca objeto de estudio.

Con una precipitación de 99.84 mm, un área de 1.88 km<sup>2</sup> y los coeficientes de escurrimiento calculados, los volúmenes mínimo  $V_{min}$ , medio  $V_{med}$  y máximo  $V_{max}$  de escurrimiento anual de

acuerdo con la fórmula (2) son respectivamente: **13,138.94 m<sup>3</sup>, 23,775.23 m<sup>3</sup> y 34,411.52 m<sup>3</sup>** para la cuenca objeto de estudio.

### **Capacidad útil de almacenamiento**

La capacidad útil de almacenamiento del vaso se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{V'}{e} \quad (4)$$

Donde:  $C_u$  es la capacidad útil de almacenamiento (m<sup>3</sup>);  $V'$  es el volumen aprovechable (m<sup>3</sup>) y  $e$  es la eficiencia del vaso (adimensional).

A su vez, el Volumen aprovechable  $V'$  es igual a lo expresado en la fórmula 13.

$$V' = C_1 V_m \quad (5)$$

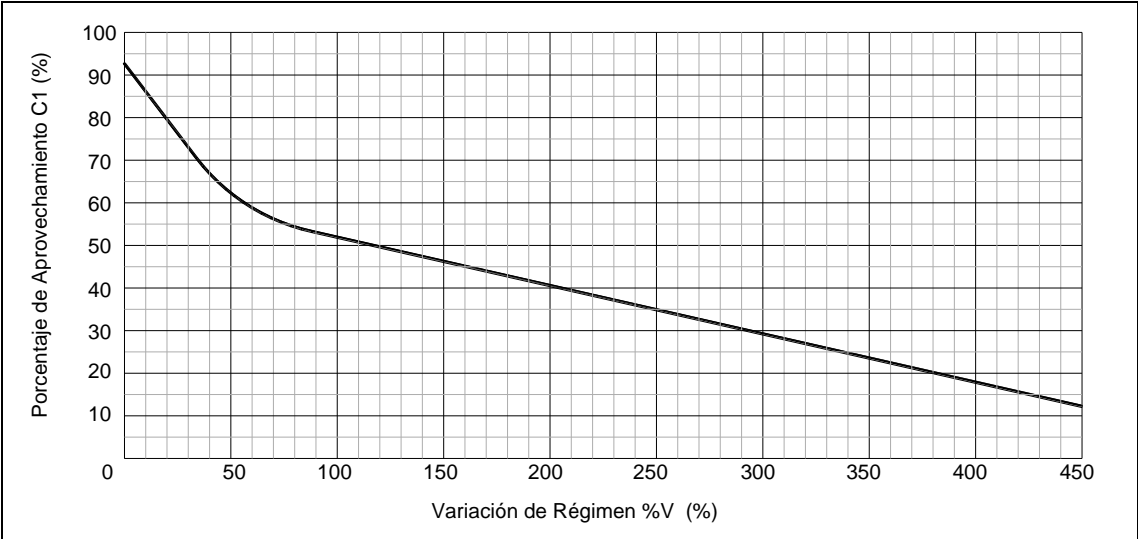
Donde:  $V'$  es el volumen aprovechable (m<sup>3</sup>), determinado mediante el estudio hidrológico;  $V_m$  es el volumen escurrido medio anual (m<sup>3</sup>) y  $C_1$  es el porcentaje de aprovechamiento.

Para obtener el valor de  $C_1$ , primeramente se debe obtener el Porcentaje de Variación del régimen del Vaso, se calcula de acuerdo con la fórmula 14:

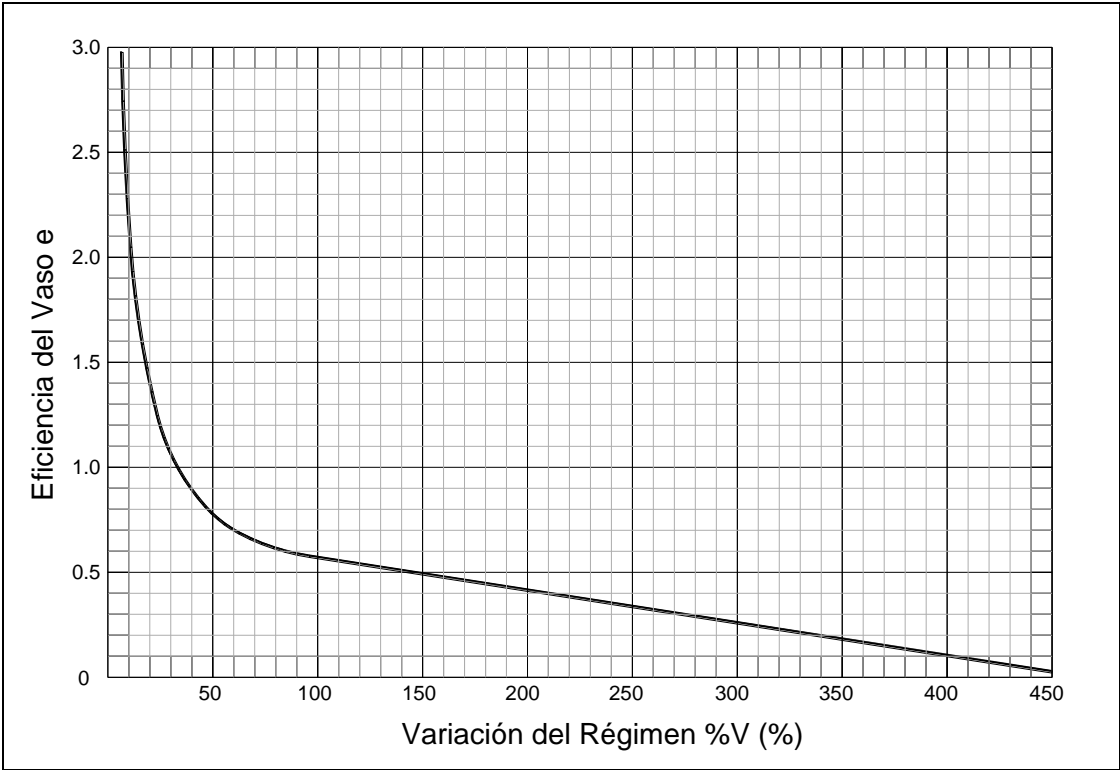
$$\%V_1 = \frac{V_{\max} - V_{\min}}{V_{\text{med}}} \times 100 \quad (6)$$

Donde:  $\%V_1$  es el Porcentaje de Variación del régimen del Vaso (adimensional);  $V_{\max}$  es el volumen máximo de escurrimiento anual (m<sup>3</sup>),  $V_{\min}$  es el volumen mínimo de escurrimiento anual (m<sup>3</sup>) y  $V_{\text{med}}$  es el volumen medio de escurrimiento anual (m<sup>3</sup>).

Ya que se tiene el valor del  $\%V_1$ , se puede obtener de la gráfica presentada en la figura 2 la eficiencia del valor de porcentaje de aprovechamiento  $C_1$ , y el Valor de la eficiencia del Vaso  $e$  de la figura 3.



**Figura 2.** Relación Porcentaje de Aprovechamiento y Variación de Régimen.



**Figura 3.** Relación Eficiencia del Vaso y Variación de Régimen.

Para el bordo objeto de estudio, el porcentaje de variación de régimen  $\%V$ , resultó igual a **89.48 %**. Se consideró el Coeficiente  $C_1$  igual al **53 %**, y la eficiencia del Vaso  $e$  igual a **0.6** de acuerdo con la intersección marcada por el resultado del porcentaje de Variación de régimen  $\%V_1$  en la gráfica de la figuras 2 y figura 3.

Con los valores del Coeficiente  $C_1$ , y la eficiencia del Vaso  $e$  conocidos, según la fórmula (11), se obtuvo la Capacidad útil de almacenamiento  $C_u$  igual a **21,100.46 m<sup>3</sup>**.

### ***Capacidad de Azolves***

Por otro lado, se calculó la capacidad de azolves que se estima podrá almacenar el vaso durante la vida útil de la obra, que para el bordo objeto de estudio es de 20 años.

$$C_a = \%ppas \times t \times V_m \quad (7)$$

Donde:  $C_a$  es la Capacidad de Azolves (m<sup>3</sup>);  $\%ppas$  es el porcentaje promedio anual de sedimentación;  $t$  es el tiempo de vida útil (años) y  $V_m$  es el volumen escurrido medio anual (m<sup>3</sup>).

$\%ppas$  se consideró entre 0.17 % y 0.18 %, por ubicarse el proyecto dentro de la planicie costera. Por tanto  **$\%ppas$  es igual a 0.175 %**

Con lo anterior, la capacidad de azolves  $C_a$  se estimó en **832.13 m<sup>3</sup>**.

### ***Capacidad Total de Almacenamiento***

Finalmente, con la suma de la capacidad de útil de almacenamiento y la capacidad de azolves se calculó la Capacidad total de almacenamiento necesaria para que el vaso pueda ser aprovechado y proyectado como un vaso de almacenamiento. Ver fórmula (8).

$$C_t = C_u + C_a \quad (8)$$

Donde:  $C_t$  es la Capacidad total de almacenamiento ( $m^3$ );  $C_u$  es la Capacidad útil de almacenamiento ( $m^3$ ) y  $C_a$  es la Capacidad de Azolves ( $m^3$ ).

### **Resultado**

De acuerdo con el procedimiento de cálculo, la capacidad necesaria para proyectar la obra como una obra de almacenamiento sería de **21,833.59  $m^3$** . Debido a que la capacidad máxima de almacenamiento arrojado por la tabla y gráfico de Área-Capacidades es de 14,917.70  $m^3$ , el bordo en estudio no es factible para almacenamiento de agua, sino únicamente para Recarga de acuíferos por medio de infiltración. Por lo que, el bordo únicamente deberá ser capaz de almacenar el volumen de azolves  $C_a$  correspondiente a la vida útil de la obra, más el volumen que pueda presentarse en el caso de tormenta, es decir el volumen de la tormenta de diseño.

### **IV.3 Avenida de Diseño**

El volumen producido por la tormenta de diseño se estimó con el método del Hidrograma Unitario Adimensional de la SCS [54], el cual consiste en estimar analíticamente el comportamiento de la tormenta de diseño con base en una tabla de coordenadas a partir del gasto pico  $Q$  y tiempo pico de la tormenta  $T_p$ .

En el primer inciso del presente anexo, se estimó el gasto pico  $Q_p$  de la tormenta y el tiempo pico  $T_p$  de la misma en **3.61  $m^3/s$**  y **0.289 h** respectivamente. Estos valores multiplicados por cada uno de los factores en la tabla 4, proporcionan las coordenadas del Hidrograma Adimensional de la SCS (HA-SCS) mismos que se presentan en la tabla 5. El resultado se muestra en la figura 4.

**Tabla 4.** Coordenada de Hidrograma Adimensional SCS

t/tp	Q/Qp
0.0000	0.0000
0.1000	0.0150
0.2000	0.0750
0.3000	0.1600
0.4000	0.2800
0.5000	0.4300
0.6000	0.6000
0.7000	0.7700
0.8000	0.8900
0.9000	0.9700
1.0000	1.0000
1.1000	0.9800
1.2000	0.9200
1.3000	0.8400
1.4000	0.7500
1.5000	0.6500
1.6000	0.5700
1.8000	0.4300
2.0000	0.3200
2.2000	0.2400
2.4000	0.1800
2.6000	0.1300
2.8000	0.0980
3.0000	0.0750
3.5000	0.0360
4.0000	0.0180
4.5000	0.0090
5.0000	0.0040

0.0288	0.0542
0.0576	0.2709
0.0864	0.5778
0.1152	1.0112
0.1440	1.5529
0.1728	2.1668
0.2017	2.7807
0.2305	3.2141
0.2593	3.5030
0.2881	3.6114
0.3169	3.5391
0.3457	3.3225
0.3745	3.0335
0.4033	2.7085
0.4321	2.3474
0.4609	2.0585
0.5185	1.5529
0.5762	1.1556
0.6338	0.8667
0.6914	0.6500
0.7490	0.4695
0.8066	0.3539
0.8642	0.2709
1.0083	0.1300
1.1523	0.0650
1.2964	0.0325
1.4404	0.0144

**Tabla 5.** Coordenada de Hidrograma SCS de Cuenca de Estudio

t (hrs)	Q (m3/s)
0.0000	0.0000

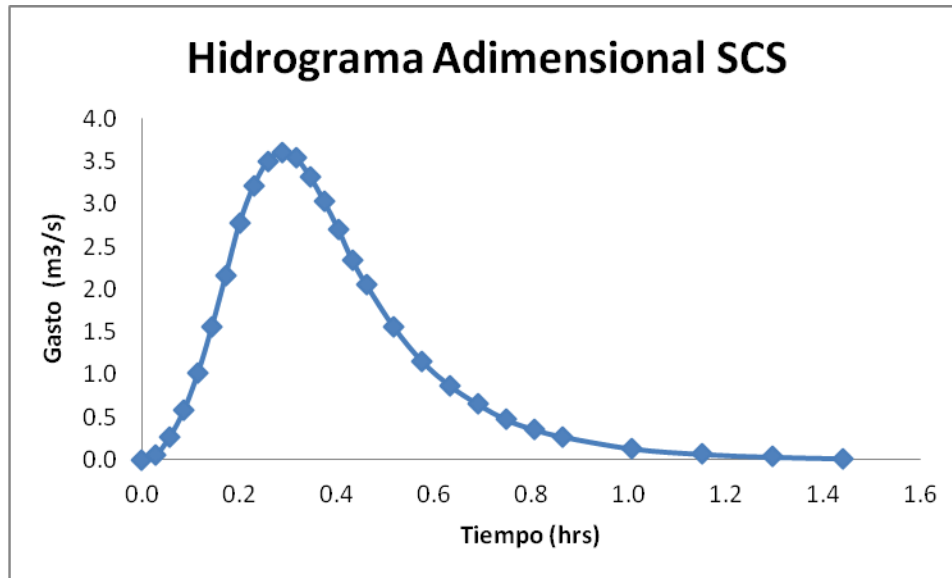


Figura 4. Hidrograma Adimensional SCS.

La integral de la línea descrita por el HA-SCS representa el volumen total de agua aportado a la cuenca por la tormenta de diseño, por tanto el área sombreada bajo la curva que se aprecia esquemáticamente en la figura 5 es igual al volumen aportado por la tormenta. El volumen puede ser fácilmente calculado en un software para graficar o en un software de dibujo, tal como AutoCAD que se utilizó en este estudio para calcular el volumen de la tormenta del bordo objeto de estudio, ver figura 6.

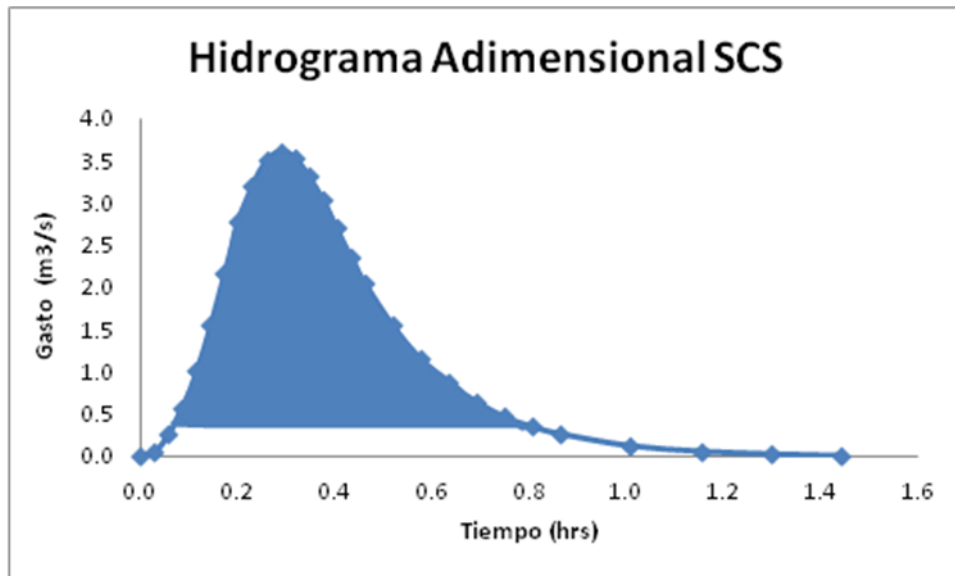


Figura 5. Volumen de Tormenta de diseño.

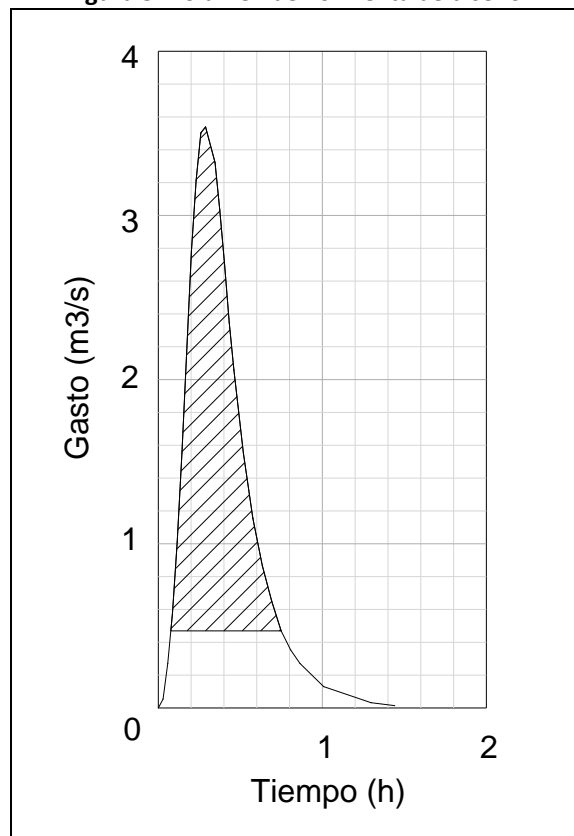


Figura 6. Volumen de Tormenta de diseño.

De la gráfica en Autocad se obtuvo el volumen de la relación gasto en  $m^3/s$  y tiempo en h, por lo que hace falta hacer una conversión de unidades.

$$V = 0.98 \frac{m^3(h)}{s} \left( 3600 \frac{s}{h} \right) = 3528 m^3$$

El volumen de la tormenta de diseño  $V_{tormenta}$  es igual a **3528 m<sup>3</sup>**.

### Capacidad de Vaso de Almacenamiento

Fórmula para estimar el volumen que almacenará el vaso dado que únicamente debe soportar el volumen de la tormenta de diseño y los asolves.

$$V_t = C_a + V_{tormenta} \quad (9)$$

Donde:  $V_t$  es el Volumen total de almacenamiento ( $m^3$ );  $C_a$  es la Capacidad de Azolves ( $m^3$ ) y  $V_{tormenta}$  es el volumen aportado por la tormenta ( $m^3$ ).

Por lo tanto, el Volumen que deberá almacenar el vaso es de: **4360.13 m<sup>3</sup>**; de acuerdo con la tabla 4 de Áreas-Capacidades el bordo tendría que tener una **altura de 4.5 m** a la cresta del vertedor para poder soportar dicho volumen.

## ANEXO C. Diseño del La Obra de Excedencias

Hoja de cálculo utilizada para realizar las iteraciones necesarias para llegar al diseño final de la Obra de Excedencias del Vaso de Almacenamiento.

$$Q = CLH^{(3/2)}$$

$$Q = 3.94969353$$

### Datos

NAME	93.57	m
NAMO	91.5	m
Q	3.95	m <sup>3</sup> /s
m	0.385	

### PROPUESTA

Lacc	2.64	m
Bacc	6.5	m
bvert	6.5	m
s	1.36	m
Hoi.	0.56	m

V perm	1.0851648	4	m/s
n, num de pilas	0		
t	0		
n, Manning	0.03		

m	0.35	P/Ho=	como P=0	P/Ho =	0
Ke	0.2				

### Canal de Acceso

### Velocidad permitida

P=	0.000		
$V_{perm} = Q / ((P+H) * Bacc)$		1.08516	5 m/seg

### Longitud Efectiva de Vertimiento

Propuesta en 6.50 m

$L = L_t - n_t - 2(n \cdot K_p + K_e)H_{oi}$  6.276 m

### Gasto específico de canal de acceso

$q_{acc} = Q/B_{acc}$  0.60769  
2 m<sup>2</sup>/seg

### Cálculo de pérdidas de entrada

$h_{f_e} = K_e \cdot (V^2 / 2g)$  0.01200  
4 0.012004

### Cálculo de pérdidas longitudinales

P= 0.000

$h_{f_l} = (q_{acc}^2 \cdot n^2 \cdot L_{acc}) / (P + H)^{10/3}$  0.006

### Sumatoria de pérdidas totales

$\sum h_f = h_{f_e} + h_{f_l}$  0.018

### Hof

$\sum H_{of} = H_{oi} - \sum H_{of}$  0.542

Hof/Hoi= 0.96774 > 0.95 si se acepta

## ANEXO D. Diseño del la Cortina

Hoja de cálculo utilizada para realizar las iteraciones necesarias para llegar al diseño final del laCuerpo de la Cortina de la Obra Hidráulica objeto de Estudio.

### Datos

altura		
bordo (H)	3.00	m
Porosidad		
(n)	0.3	
gama h2o	1050	kg/m3
gama roca	2600	kg/m3
gama gabion seco	1820	kg/m3
gama		
gabion sat	2135	kg/m4
gama tierra	1925	kg/m3

### Seccion 1)

Datos

ancho		
b	3	m
ht	1	m

### Fuerzas Verticales

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	1820	5460	1.5	8190
<b>TOTAL</b>					<b>5460</b>	<b>1.5</b>	<b>8190</b>

### Subpresion

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
1	3	3	1050	1050	1575	2	3150
<b>TOTAL</b>					<b>1575</b>	<b>2</b>	<b>3150</b>

### Sumatoria de Fuerzas

Verticales.

Fza. Vert. (kg)	C. Grav(m )	C*S
<b>3885</b>	<b>1.2972 973</b>	<b>5040</b>

Fuerzas horizontales

Empuje  
Hidrost'atico

alto (m)	area (m2)	P.Esp(kg/ m3)	Emp. Hidro.(kg)	C. Grav(m )	C*E
1	0.5	1050	525.000	0.333	175
<b>TOTAL</b>			<b>525.000</b>	<b>0.333</b>	<b>175</b>

Empuje  
sismico

t 1.2 s

alfa 0.05 Ct 817.41 061 kg/m3

H 3 m Kt 47.216 82

htseccion 1 m

Emp. Sis.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>47.217</b>	<b>0.4</b>	<b>18.88 673</b>

sumatoria fuerzas  
hrztl

Fza. Hzt.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>572.217</b>	<b>0.339</b>	<b>193.8 867</b>

Estabilidad por deslizamiento

Datos

f 0.7

sum fza 3885

vert  
 sum fza  
 hrzt. 572.217

estabilidad ( $F_{vert} * f / F_{hrzt}$ ), debe ser >  
 1.3

Si	4.752	569	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

coeficiente de seguridad al  
 volteo

MR = Momentos Resistentes (contra  
 reloj) Momentos de volcadura (reloj)  
 Momentos por Momentos por empuje y  
 peso. subpresion  
 8190 kgm 3343.887 kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser  
 > 1.3

	2.449	246	>	1.3	Se acepta
--	-------	-----	---	-----	-----------

Resultante de  
 Fuerzas

R 3926.91 Excentricid  
 445 kg ad 0.0499 m  
 Tercio Medio de  
 Seccion

Si	0.049	906	<	0.5 m	Se acepta
----	-------	-----	---	-------	-----------

Esfuerzos en la Base

Esfuerzo Embalse 1424.2 1165.7421  
 vac'io 58 81  
 esfuerzo Embalse 1165.7 1424.2578  
 seco 42 19

Comparacion de Esfuerzos	Si	1424.2	58	<	35000	Se acepta
-----------------------------	----	--------	----	---	-------	-----------

Seccion 2)

Datos

ancho  
 b            4 m  
 ht            2 m

### Fuerzas Verticales

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	1	1	1050	1050	3.5	3675
<b>TOTAL</b>					<b>15995</b>	<b>1.898</b>	<b>30362.5</b>

### Subpresion

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
2	4	8	1050	2100	4200	2.667	11200
<b>TOTAL</b>					<b>4200</b>	<b>2.667</b>	<b>11200</b>

### Sumatoria de Fuerzas Verticales.

Fza. Vert. (kg)	C. Grav(m)	C*S
<b>11795</b>	<b>1.625</b>	<b>19162.5</b>

### Fuerzas horizontales

Empuje Hidrost'atico

	alto (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Emp. Hidro.(kg)	C. Grav(m)	C*E
Aguas Arriba	2	2	1050	2100.000	0.667	1400
<b>TOTAL</b>				<b>2100.000</b>	<b>0.667</b>	<b>1400</b>

Empuje

sismico

t 1.2 s Ct 817.41  
 061 kg/m<sup>3</sup>  
 47.216  
 alfa 0.05 Kt 82  
 H 3 m

htseccion 2 m

Emp. Sis.(kg)	C. Grav(m)	C*E
<b>133.549</b>	<b>0.8</b>	<b>106.8</b> <b>395</b>

sumatoria fuerzas hrztl

Fza. Hzt.(kg)	C. Grav(m)	C*E
<b>2233.549</b>	<b>0.675</b>	<b>1506.</b> <b>839</b>

Estabilidad por deslizamiento

Datos

f 0.7  
 sum fza  
 vert 11795  
 sum fza 2233.54  
 hrzt. 9

estabilidad (Fvert\*f/Fhrzt), debe ser > 1.3

3.696  
 Si 583 > 1.3 Se acepta

coeficiente de seguridad al volteo

MR = Momentos Resistentes (contra reloj)  
 Momentos por peso.

30362.5 kgm

Momentos de volcadura (reloj)  
 Momentos por empuje y subpresion

12706.839 kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser > 1.3

2.389  
461 > 1.3 Se acepta

### Resultante de Fuerzas

R 12004.6 Excentricidad  
Tercio Medio de 144 kg ad 0.1278 m  
Seccion

0.127 0.6666  
Si 752 < 67 m Se acepta

### Esfuerzos en la Base

Esfuerzo Embalse 3513.8  
vac'io 15 2383.6852  
esfuerzo Embalse 2383.6  
seco 85 3513.8148

Comparacion de 3513.8  
Esfuerzos Si 15 < 35000 Se acepta

### Seccion 3)

#### Datos

ancho  
b 5 m  
ht 3 m

### Fuerzas Verticales

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	5	5	2135	10675	2.5	26687.5
4	1	1	1	1050	1050	3.5	3675
5	2	1	2	1050	2100	4.5	9450
<b>TOTAL</b>					<b>28770</b>	<b>2.311</b>	<b>66500</b>

### Subpresion

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
3	5	15	1050	3150	7875	3.333	26250
0.642	5	3.21	1050	674.1	3370.5	2.500	8426.25
<b>TOTAL</b>					<b>11245.5</b>	<b>3.084</b>	<b>34676.25</b>

### Sumatoria de Fuerzas Verticales.

Fza. Vert. (kg)	C. Grav(m)	C*S
<b>17524.5</b>	<b>1.816</b>	<b>31823.75</b>

### Fuerzas horizontales

#### Empuje Hidrost'atico

	alto (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Emp. Hidro.(kg)	C. Grav(m)	C*E
Aguas Arriba	3	4.5	1050	4725.000	1.000	4725
Aguas Abajo	0.642	0.206082	1050	216.386	0.214	46.30663
<b>TOTAL</b>				<b>4508.614</b>	<b>1.038</b>	<b>4678.693</b>

#### Empuje sismico

t = 1.2 s Ct = 817.41 / 061 kg/m3 = 47.216

alfa = 0.05 Kt = 82

H = 3 m

htseccion = 3 m

Emp. Sis.(kg)	C. Grav(m)	C*E
<b>245.346</b>	<b>1.2</b>	<b>294.4</b>

		15
--	--	----

sumatoria fuerzas  
hrztl

Fza. Hzt.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>4753.960</b>	<b>1.046</b>	<b>4973. 108</b>

Estabilidad por deslizamiento

Datos

f	0.7
sum fza	
vert	17524.5
sum fza	4753.96
hrzt.	0

estabilidad ( $F_{vert} * f / F_{hrzt}$ ), debe ser >  
1.3

Si	2.580	407	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

coeficiente de seguridad al  
volteo

MR = Momentos Resistentes (contra  
reloj)  
Momentos por  
peso.

66500 kgm

Momentos de volcadura (reloj)  
Momentos por empuje y  
subpresion

39649.358 kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser  
> 1.3

Si	1.677	202	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

Resultante de  
Fuerzas

R	18157.8	697	kg	Excentricid ad	0.2838	m
Tercio Medio de Seccion						

0.283                      0.8333  
 Si      78 <                      33 m                      Se acepta

**Esfuerzos en la Base**

Esfuerzo Embalse                      4698.4                      2311.3540  
 vac'io                      46                      02

esfuerzo Embalse                      2311.3                      4698.4459  
 seco                      54                      98

Comparacion de                      4698.4  
 Esfuerzos                      Si      46 <                      35000      Se acepta

**Seccion 4)**

Datos

ancho  
 b                      6 m  
 ht                      4 m

**Fuerzas Verticales**

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	5	5	2135	10675	2.5	26687.5
4	1	6	6	2135	12810	3	38430
5	1	1	1	1050	1050	3.5	3675
6	2	1	2	1050	2100	4.5	9450
7	3	1	3	1050	3150	5.5	17325
<b>TOTAL</b>					<b>44730</b>	<b>2.733</b>	<b>122255</b>

**Subpresion**

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
4	6	24	1050	4200	12600	4.000	50400

0.642	6	3.852	1050	674.1	4044.6	3.000	12133 .8
<b>TOTAL</b>					<b>16644.6</b>	<b>3.757</b>	<b>62533 .8</b>

Sumatoria de Fuerzas Verticales.

Fza. Vert. (kg)	C. Grav(m )	C*V
<b>28085.4</b>	<b>2.126</b>	<b>59721 .2</b>

Fuerzas horizontales

Empuje Hidrost'atico

	alto (m)	area (m2)	P.Esp(kg/ m3)	Emp. Hidro.(kg)	C. Grav(m )	C*E
Aguas Arriba	4	8	1050	8400.000	1.333	11200
Aguas Abajo	1.642	1.3480 82	1050	1415.486	0.547	774.7 427
<b>TOTAL</b>				<b>6984.514</b>	<b>1.493</b>	<b>10425 .26</b>

Empuje sismico

t 1.2 s Ct 817.41  
061 kg/m3  
47.216  
alfa 0.05 Kt 82  
H 3 m

htseccion

4 m

Emp. Sis.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>377.735</b>	<b>1.6</b>	<b>604.3 753</b>

sumatoria fuerzas hrztl

Fza. Hzt.(kg)	C. Grav(m )	C*E
------------------	-------------------	-----

7362.248	1.498	11029 .63
----------	-------	--------------

### Estabilidad por deslizamiento

Datos

f	0.7
sum fza	
vert	28085.4
sum fza	7362.24
hrzt.	8

estabilidad ( $F_{vert} * f / F_{hrzt}$ ), debe ser > 1.3

Si	2.670	35	>	1.3	Se acepta
----	-------	----	---	-----	-----------

### coeficiente de seguridad al volteo

MR = Momentos Resistentes (contra reloj)  
Momentos por peso.

122255 kgm

Momentos de volcadura (reloj)  
Momentos por empuje y subpresion

73563.433 kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser > 1.3

Si	1.661	899	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

### Resultante de Fuerzas

R	29034.3	313	kg	Excentricidad	0.3927	m
Tercio Medio de Seccion				ad		

Si	0.392	718	<	1	m	Se acepta
----	-------	-----	---	---	---	-----------

### Esfuerzos en la Base

Esfuerzo Embalse	6519.1	2842.6279
vac'io	72	05

esfuerzo Embalse	2842.6	6519.1720
seco	28	95

Comparacion de Esfuerzos	6519.1	Si	72	<	35000	Se acepta
--------------------------	--------	----	----	---	-------	-----------

### Seccion 5)

Datos

ancho  
 b            7 m  
 ht            5 m

### Fuerzas Verticales

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	5	5	2135	10675	2.5	26687.5
4	1	6	6	2135	12810	3	38430
5	1	7	7	2135	14945	3.5	52307.5
6	1	1	1	1050	1050	3.5	3675
7	2	1	2	1050	2100	4.5	9450
8	3	2	6	1050	6300	6	37800
9	1	1	1	1925	1925	6.5	12512.5
<b>TOTAL</b>					<b>64750</b>	<b>3.205</b>	<b>207550</b>

### Subpresion

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
5	7	35	1050	5250	18375	4.667	85750
0.642	7	4.494	1050	674.1	4718.7	3.500	16515.45
<b>TOTAL</b>					<b>23093.7</b>	<b>4.428</b>	<b>10226</b>



## Estabilidad por deslizamiento

### Datos

f	0.7
sum fza	41656.3
vert	0
sum fza	
hrzt.	9988.31

estabilidad ( $F_{vert} * f / F_{hrzt}$ ), debe ser > 1.3

	2.919			
Si	353	>	1.3	Se acepta

## coeficiente de seguridad al volteo

MR = Momentos Resistentes (contra reloj)  
Momentos por peso.

Momentos de volcadura (reloj)  
Momentos por empuje y subpresion

	207550	kgm		121968.97	
				1	kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser > 1.3

	1.701			
	662	>	1.3	Se acepta

## Resultante de Fuerzas

R	42837.0		Excentricidad	
Tercio Medio de Seccion	604	kg	ad	0.4730 m

	0.473		1.1666	
Si	002	<	67 m	Se acepta

## Esfuerzos en la Base

Esfuerzo Embalse vac'io	8363.5		3538.2239	
		76		14
esfuerzo Embalse	3538.2		8363.5760	

Comparacion de Esfuerzos	Si	8363.5	76 <	35000	Se acepta
--------------------------	----	--------	------	-------	-----------

### Seccion 6)

#### Datos

ancho

b 8 m

ht 6 m

### Fuerzas Verticales

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	5	5	2135	10675	2.5	26687.5
4	1	6	6	2135	12810	3	38430
5	1	7	7	2135	14945	3.5	52307.5
6	1	8	8	2135	17080	4	68320
7	1	1	1	1050	1050	3.5	3675
8	2	1	2	1050	2100	4.5	9450
9	3	3	9	1050	9450	6.5	61425
10	1	1	1	1925	1925	6.5	12512.5
11	1	1	1	1925	1925	7.5	14437.5
<b>TOTAL</b>					<b>86905</b>	<b>3.612</b>	<b>313932.5</b>

### Subpresion

alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	Presion(kg/m2)	Subpresion(kg)	C. Grav(m)	C*S
6	8	48	1050	6300	25200	5.333	134400
0.642	8	5.136	1050	674.1	5392.8	4.000	21571

							.2
<b>TOTAL</b>					<b>30592.8</b>	<b>5.098</b>	<b>15597 1.2</b>

Sumatoria de Fuerzas Verticales.

Fza. Vert. (kg)	C. Grav(m )	C*V
<b>56312.2</b>	<b>2.805</b>	<b>15796 1.3</b>

Fuerzas horizontales

Empuje Hidrost'atico

	alto (m)	area (m2)	P.Esp(kg/ m3)	Emp. Hidro.(kg)	C. Grav(m )	C*E
Aguas Arriba	6	18	1050	18900.000	2.000	37800
Aguas Abajo	3.642	6.6320 82	1050	6963.686	1.214	8453. 915
<b>TOTAL</b>				<b>11936.314</b>	<b>2.459</b>	<b>29346 .09</b>

Empuje sismico

t 1.2 s Ct 817.41  
061 kg/m3  
47.216  
alfa 0.05 Kt 82  
H 3 m

htseccion 6 m

Emp. Sis.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>693.943</b>	<b>2.4</b>	<b>1665. 462</b>

sumatoria fuerzas hrztl

Fza. Hzt.(kg)	C. Grav(m )	C*E
<b>12630.257</b>	<b>2.455</b>	<b>31011</b>

### Estabilidad por deslizamiento

#### Datos

f	0.7
sum fza	56312.2
vert	0
sum fza	12630.2
hrzt.	6

estabilidad ( $F_{vert} * f / F_{hrzt}$ ), debe ser > 1.3

Si	3.120	961	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

### coeficiente de seguridad al volteo

MR = Momentos Resistentes (contra reloj)

Momentos por peso.

313932.  
5 kgm

Momentos de volcadura (reloj)

Momentos por empuje y subpresion

186982.74  
8 kgm

estabilidad (MR/MV), debe ser > 1.3

Si	1.678	938	>	1.3	Se acepta
----	-------	-----	---	-----	-----------

### Resultante de Fuerzas

R Tercio Medio de Seccion

57711.2  
402 kg

Excentricidad  
ad 0.5507 m

Si	0.550	707	<	1.3333	33 m	Se acepta
----	-------	-----	---	--------	------	-----------

### Esfuerzos en la Base

Esfuerzo Embalse vacio	9946.3	58	4131.6924	17
------------------------	--------	----	-----------	----

esfuerzo Embalse	4131.6	9946.3575
seco	92	83

Comparacion de	9946.3			
Esfuerzos	Si	58	<	35000 Se acepta

**Resistencia a la Flotcion**

**Seccion 6) Sumergida 2.07m por encima de la corona**

**Peso de la seccion sumergida**

ancho b	8	m
ht	8.07	m
ht agua		
ab	8.07	m
gama		
h2o	1050	kg/m3
gama roca	2600	kg/m3
gama gabion seco	1820	kg/m3
gama gabion sat	2135	kg/m3
gama tierra	1925	kg/m3

Seccion	alto (m)	ancho (m)	area (m2)	P.Esp(kg/m3)	peso W (kg)	C. Grav(m)	C*W
1	1	3	3	2135	6405	1.5	9607.5
2	1	4	4	2135	8540	2	17080
3	1	5	5	2135	10675	2.5	26687.5
4	1	6	6	2135	12810	3	38430
5	1	7	7	2135	14945	3.5	52307.5
6	1	8	8	2135	17080	4	68320
7	2.07	3	6.21	1050	6520.5	1.5	9780.75
8	3.07	1	3.07	1050	3223.5	3.5	11282.25
9	4.07	1	4.07	1050	4273.5	4.5	19230.75
10	5.07	3	15.21	1050	15970.5	6.5	103808.25
11	1	1	1	1925	1925	6.5	12512.5
12	2	1	2	1925	3850	7.5	28875
<b>TOTAL</b>					<b>106218</b>	<b>3.75</b>	<b>397922</b>

Subpresion.

$P = \gamma_{H_2O} \cdot h_t$

8473.5 kg/m<sup>2</sup>

Subpresión  $S = P \cdot (b) =$

67788 kg

Distancia de centroide respecto A

4 m

Si  $\text{Sum. } W > \text{Subpresion}$ , se acepta.

	10621			
Si	8	>	67788	Se acepta