



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE
AVENIDAS EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

VICTOR MORALES MÉNDEZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN



MÉXICO D.F.

2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/029/06

Señor
VÍCTOR MORALES MÉNDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS EN EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO, EL CAJÓN"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ASPECTOS DE SEGURIDAD DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO
- III. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO DE PRESAS
- IV. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS EN PRESAS
- V. APLICACIÓN DE UN CASO PRÁCTICO: PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN
- VI. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P.H. EL CAJÓN
- VII. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CAJÓN
- VIII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de Marzo del 2006.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/Ccrc

Dedicatorias

A mis padres Félix y Rosa María, mis dos grandes amores, fundamentales en cada uno de mis logros.

A mis hermanas Adriana, Cecilia y Araceli, tres bellos ángeles que siempre me acompañan.

A Sheccid cuyo amor me motiva a seguir adelante.

A Julio, mi mejor amigo y hermano del alma.

A mi hermosa familia quien estuvo ahí en todo momento.

A cada una de las personas que fueron parte de mi vida y que estuvieron ahí para ayudarme a elegir el camino correcto.

Agradecimientos

A mi director de tesis, Dr. Humberto Marengo, guía y ejemplo profesional, gracias por su apoyo y paciencia.

A Luis Chiapa, mi súper amigo y compañero 3-19.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a su Facultad de Ingeniería.

A la División de Ingeniería Civil y Geomática, en especial: Dr. Alberto Jaime Paredes, Ing. Carlos Chavarri, Dr. Venancio Trueba, M. I. Hugo Haaz, Ing. Marcos Trejo, Moy, Cristina, Silvia, Yolita, Norma, Gaby y Ceci.

A la Comisión Federal de Electricidad, en especial: Ing. Sergio López, Ing. Luis Athié, Ing. Carlos Robinson, Ing. Marcelino Hernández, Ing. Carlos Rivero, Marce, Alicia, Olga, Tere, Polo y Memo.

A ICA, en especial: Ing. Luis Horcasitas, Ing. David Yáñez, Ing. Marco Torres.

A Fundación ICA por hacer posible mi experiencia en el proyecto y por el apoyo en la impresión de este trabajo.

“Dos Tarimas y Pasión...
Busca tu escenario y entrégate”
Enrique Ceccaldi

“El fracaso no me sobrevendrá si mi determinación
para alcanzar el éxito es lo suficientemente poderosa”
Og Mandino

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	12
I. ANTECEDENTES	17
I.1 Seguridad de presas	17
I.2 Legislación vigente en México sobre Seguridad de Presas	20
II. ASPECTOS DE SEGURIDAD DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO	24
II.1 Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto	24
II.2 Eventos y causas de falla de Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto	25
II.2.1 Eventos Geológicos-Geotécnicos	26
II.2.2 Eventos Hidrológicos	28
II.2.2.1 Filtraciones registradas	28
II.2.2.2 Desbordamiento	31
II.3 Comparación entre las Presas de Tierra y Enrocamiento y las Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto	31
II.4 Modelado y análisis de Seguridad de Presas	35
III. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO EN PRESAS	40
III.1 Funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío como canal	40
III.1.1 Tirante crítico	44
III.1.2 Rugosidad equivalente	44
III.2 Funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío como tubo lleno	45
III.3 Tránsito de avenidas por un vaso	50
III.4 Función de confiabilidad para la obra de desvío y su solución por del método del segundo momento	53
IV. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS EN PRESAS	57
IV.1 Riesgo potencial de falla	57
IV.2 Función de distribución de probabilidad General de Valores Extremos	58
IV.2.1 Método de los momentos de probabilidad pesada	58
IV.2.2 Estimadores de momentos de probabilidad pesada para la distribución GVE para máximos	59
IV.3 Función de confiabilidad para la obra de excedencias ante avenidas	60

	Página
V. APLICACIÓN DE UN CASO PRÁCTICO: PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN	64
V.1 Información general	64
V.1.1 Obra de Desvío	68
V.1.2 Obra de Excedencias	69
V.2 Estudios hidrológicos e hidráulicos	70
V.2.1 Escurrimientos medios	70
V.2.1.1 Características de la cuenca	70
V.2.1.2 Información hidrológica disponible	70
V.2.2 Gastos máximos anuales	76
V.2.3 Determinación de la avenida de diseño de la obra de desvío	77
V.2.4 Diseño de la obra de desvío	77
V.2.5 Determinación de la avenida de diseño de la obra de excedencias	80
V.2.5.1 Políticas de operación de compuertas	81
VI. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P. H. EL CAJÓN	84
VI.1 Desvío del río por medio de 2 túneles	84
VI.1.1 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como canal	84
VI.1.1.1 Funcionamiento hidráulico Túnel 1	84
VI.1.1.2 Funcionamiento hidráulico Túnel 2	87
VI.1.1.3 Funcionamiento hidráulico de los túneles 1 y 2	90
VI.1.2 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como tubo lleno	93
VI.1.3 Curvas elevaciones – gastos de descarga para 2 túneles trabajando en forma conjunta	98
VI.2 Tránsito de avenidas por el vaso de almacenamiento utilizando como estructura de descarga a los túneles de desvío	100
VI.3 Función de confiabilidad de la obra de desvío	104
VI.4 Solución por el método del segundo momento	105
VII. ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P. H. EL CAJÓN	120
VII.1 Riesgo potencial de falla	120
VII.2 Comportamiento del vertedor	121
VII.3 Determinación de la avenida de diseño de la obra de excedencias mediante la función de distribución General de Valores Extremos	122
VII.4 Tránsito de avenidas por el vaso de almacenamiento utilizando como estructura de descarga a la obra de excedencias	128
VII.5 Función de confiabilidad de la obra de excedencias y su solución por el método del segundo momento	129

	Página
VIII. CONCLUSIONES	132
VIII.1 Generales	132
VIII.2 Análisis de riesgo de falla de la obra de desvío	134
VIII.3 Análisis de riesgo de falla de la obra de excedencias	137
VIII.4 Recomendaciones	138
ANEXO A	
A. Teoría de la confiabilidad	142
A.1 Formulación general del problema de confiabilidad	142
A.2 Formulación del método del segundo momento	146
ANEXO B	
B. Coeficientes para evaluar las pérdidas en una conducción	155
B.1 Pérdida por cambio de dirección	155
B.2 Pérdida por ranuras	155
B.3 Pérdida por entrada	155
B.4 Coeficiente de rugosidad de Manning	156
ANEXO C	
C. Distribución Normal Equivalente	158
C.1 Método general	158
BIBLIOGRAFÍA	161

ÍNDICE DE TABLAS

	Página	
Tabla I.1	Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA	19
Tabla II.1.	Filtraciones presentadas en presas de enrocamiento con cara de concreto	29
Tabla IV.1.	Riesgo potencial de falla en presas, criterio propuesto	57
Tabla IV.2.	Factor de riesgo total por considerarse para la estimación de riesgo potencial de falla en presas	57
Tabla IV.3.	Clase de riesgo que puede aceptarse al aplicar el criterio de riesgo potencial de falla en presas	58
Tabla V.1	Beneficios del P. H. El Cajón, Nayarit	65
Tabla V.2	Datos del P. H. El Cajón, Nayarit	67
Tabla V.3.	Datos de la obra de excedencias del P. H. El Cajón	69
Tabla V.4	Estaciones hidrométricas de la cuenca del río Santiago	72
Tabla V.5	Escurrimientos medios estimados sobre el río Santiago	74
Tabla V.6.	La Yesca + El Caimán + Cuenca propia + Retornos futuros de aguas negras (1998-2046) – Dotación a Gto. (Diario Oficial 17-nov-97) – Est. Corona – Usos Futuros (río Verde) – Retornos históricos (1949-1999) al 70 por ciento	75
Tabla V.7.	Análisis estadístico	76
Tabla V.8.	Gasto máximo vs. Período de retorno	77
Tabla V.9.	Sección Portal vs. Costo de construcción	78
Tabla V.10.	Alturas de ataguía vs. Costo de construcción	78
Tabla V.11.	Alturas de ataguía vs. Costo por falla	79
Tabla V.12.	Volúmenes y alturas de cortina vs. Costo por falla	79
Tabla V.13.	Resumen período de retorno vs. Costo daño esperado	79
Tabla V.14.	Sección túnel, altura ataguía y costo asociado para cada período de retorno	79
Tabla V.15.	Período de retorno vs. Costo total	80
Tabla V.16	Gasto máximo para $Tr = 10\ 000$ años	80
Tabla V.17.	Política de operación de compuertas	82
Tabla VI.1.	Tirante normal para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14	84
Tabla VI.2.	Tirante crítico para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14	85
Tabla VI.3.	Tirante crítico es zona de pila para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14	85
Tabla VI.4.	Tirante en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14	86
Tabla VI.5.	Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 13 x 13	86
Tabla VI.6.	Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14	86
Tabla VI.7.	Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 15 x 15	87

Tabla VI.8. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 16 x 16	87
Tabla VI.9. Tirante normal para el túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14	88
Tabla VI.10. Tirante crítico para el túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14	88
Tabla VI.11. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 13 x 13	88
Tabla VI.12. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14	89
Tabla VI.13. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 15 x 15	89
Tabla VI.14. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 16 x 16	89
Tabla VI.15. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 13 x 13	91
Tabla VI.16. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 14 x 14	91
Tabla VI.17. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 15 x 15	92
Tabla VI.18. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 16 x 16	92
Tabla VI.19. Resumen de pérdidas para los túneles de desvío 1 y 2	93
Tabla VI.20. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 13 x 13	96
Tabla VI.21. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 14 x 14	96
Tabla VI.22. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 15 x 15	97
Tabla VI.23. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 16 x 16	97
Tabla VI.24. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 13 x 13	98
Tabla VI.25. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 14 x 14	99
Tabla VI.26. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 15 x 15	99
Tabla VI.27. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 16 x 16	100
Tabla VI.28. Elevaciones – Capacidades del vaso de almacenamiento del P. H. El Cajón	101
Tabla VI.29. Hidrogramas de las avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno	102
Tabla VI.30. Gastos de entrada, Gastos de descarga y Elevaciones en el embalse máximos para avenidas con diferentes periodos de retorno	103
Tabla VI.31. Valor medio real y desviación estándar del ancho y la rugosidad de los túneles de desvío para las secciones nominales analizadas	105
Tabla VI.32. Media y desviación estándar de las variables Q^* , B^* y n^*	107
Tabla VI.33. Resumen de iteraciones para encontrar el valor de β	113

	Página
Tabla VI.34. Resultados del método del segundo momento para probabilidades de no falla de 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99	114
Tabla VI.35. Riesgo asociado a probabilidades de no falla de 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99	114
Tabla VI.36 Costos de construcción para probabilidades de falla de 0.04, 0.03, 0.02 y 0.01 por el método del segundo momento	115
Tabla VII.1. Peso en puntos, asociado a distintos factores de riesgo de la presa El Cajón, para estimar el riesgo potencial de falla	120
Tabla VII.2. Elevaciones del embalse - gastos de descarga de la obra de Excedencias	122
Tabla VII.3. Momentos de probabilidad pesada	123
Tabla VII.4. Gastos máximos para diferentes periodos de retorno. Función de distribución General de Valores Extremos	125
Tabla VII.5. Hidrogramas de avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno	126
Tabla VII.6. Nivel inicial, Gasto pico y Elevación final en el embalse para avenidas con diferentes periodos de retorno	128
Tabla VII.7 Probabilidad de falla (P_F), índice de confiabilidad (β), riesgo (R), periodo de retorno (Tr) y superficie de falla más probable para la obra de excedencias	129
Tabla VIII.1 Cosenos directores para la obra de desvío del P. H. El Cajón. Sección 14 x 14	135
Tabla VIII.2. Soluciones obtenidas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón	136
Tabla VIII.3. Soluciones óptimas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón	136
Tabla VIII.4. Secciones y rugosidades obtenidas por los diferentes métodos	136
Tabla VIII.5. Planos de falla, periodos de retorno, probabilidades de falla y riesgos asociados obtenidos por dos métodos diferentes	137
Tabla B.1. Pérdida por cambio de dirección	155
Tabla B.2. Coeficiente de rugosidad de Manning	156

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura II.1. Tendencias en el tipo y altura de presas de enrocamiento	32
Figura III.1. Sección típica de una sección baúl	40
Figura III.2. Secciones 1 - 2 para método derivado del teorema de Bernoulli	42
Figura III.3. Corte esquemático de una obra de desvío	45
Figura III.4. Corte esquemático de una sección baúl	46
Figura III.5. Comportamiento del gasto de entrada y del gasto de salida durante en tránsito de una avenida por un vaso	50
Figura IV.1. Procedimiento para la evaluación del riesgo por desbordamiento ante la ocurrencia de avenidas	61
Figura IV.2. Esquema del comportamiento de una presa ante desbordamiento	61
Figura V.1 Sistema Hidrológico Santiago	64
Figura V.2. Acceso al sitio	66
Figura V.3. Vista general de una maqueta del P. H. El Cajón	66
Figura V.4. Esquema de la obra de desvío del P. H. El Cajón	68
Figura V.5. Esquema de la obra de Excedencias del P. H. El Cajón	69
Figura V.6. Ubicación de estaciones hidrométricas en la cuenca del río Santiago	73
Figura VI.1. Curva Elevaciones – Capacidades del vaso de almacenamiento del P. H. El Cajón	101
Figura VII.1. Curva Elevaciones – Descargas de la obra de excedencias del P. H. El Cajón	121
Figura A.1. Funciones de densidad de probabilidad de $F_x(x)$ Y $F_y(y)$	143
Figura A.2. Efecto de la posición relativa entre las funciones de probabilidad $f_x(x)$ y $f_y(y)$	143
Figura A.3. Efecto de la dispersión $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla	144
Figura A.4. Espacio de las variables reducidas X' y Y'	147

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Las Presas han sido diseñadas y construidas para generar energía eléctrica, control de avenidas, abastecimiento de agua potable, recreación, desarrollo turístico, etc. En la actualidad se construyen presas que cumplen varias de estas funciones, estos proyectos se denominan proyectos multipropósito, su finalidad es la de satisfacer el mayor número de necesidades que ayuden al desarrollo de la región en que se establece dicho proyecto y del país mismo, optimizando al máximo los recursos disponibles.

El avance científico y tecnológico que se ha venido desarrollando a nivel mundial ha permitido desarrollar estos proyectos satisfactoriamente. Ahora se pueden construir presas por arriba de los 200 metros de altura teniendo un incremento significativo en la capacidad de almacenamiento de agua, esto permite que los proyectos multipropósito funcionen eficientemente debido a que se puede extraer el preciado líquido, por ejemplo, para abastecer de agua potable a las comunidades cercanas sin que el nivel de agua mínimo de operación para la generación de energía se vea superado por dicha extracción. Asimismo, se tiene una mayor capacidad para la regulación de avenidas sin que se vea perjudicado el turismo en la zona.

Como se mencionó anteriormente, este tipo de proyectos son un gran beneficio para el desarrollo del país pero al mismo tiempo son de alto riesgo debido precisamente a la gran cantidad de agua que se almacena. Una falla representaría sucesos catastróficos, en algunos casos irreversibles, como pérdidas humanas, daños al medio ambiente y pérdidas económicas millonarias.

Por otro lado, para la construcción de la cortina, estructura que detendrá el curso del agua, se requieren de obras auxiliares que desvíen el cauce del río hasta que la cortina tenga la altura y los elementos necesarios para soportar una avenida por si misma sin riesgo alguno. La falla de estas obras auxiliares podría representar pérdidas humanas y pérdidas económicas por los trabajos realizados hasta el momento del evento.

La falla de una presa puede ocurrir cuando se excede el límite del funcionamiento del sistema, es decir, cuando una avenida supera la capacidad de descarga de la obra de excedencias o de desvío ocasionando el desbordamiento de la cortina o las ataguías según sea el caso.

Debido a que no se puede considerar que se presente la falla en una presa, el tema de Seguridad de Presas toma vital importancia en nuestros días, es por eso que paralelamente al avance científico y tecnológico este tema también ha tenido avances significativos. Alrededor del mundo existen organizaciones y autores que se han preocupado por elaborar documentos donde plasman algunas consideraciones, recomendaciones y procedimientos al respecto. Algunos países como Argentina y España han creado normas y organismos con el fin de garantizar que las presas cumplan con altos niveles en materia de seguridad.

De esta manera, se han desarrollado elementos que permitan diseñar, construir y operar presas que sean seguras. Este tipo de proyectos integra a todas las áreas de la Ingeniería Civil así como a otras profesiones para garantizar esa seguridad en cada una de las etapas.

Dos de estas áreas son la hidrología y la hidráulica. Es necesario conocer las avenidas máximas que pudieran presentarse durante la construcción y durante la vida útil de la presa y las dimensiones de las estructuras de las obras de desvío y excedencias que garanticen tener la capacidad de descargar dichas avenidas sin poner en riesgo al proyecto durante su construcción y operación.

La teoría de la confiabilidad permite realizar un análisis de riesgo que involucre a éstas dos áreas de manera conjunta, es decir, considera el diseño propuesto, como un sistema con cierta probabilidad de que no funcione correctamente y permite estimar la probabilidad de falla en dicho sistema.

El Dr. Marengo (1999) en su tesis doctoral se refiere a la teoría de la confiabilidad de la siguiente manera:

La confiabilidad se define como el complemento del riesgo, es decir, la probabilidad de no falla. En torno a éste concepto se ha elaborado toda una teoría que permite resolver problemas de Ingeniería tanto en el campo de la evaluación de la confiabilidad o seguridad de un sistema existente; como en el campo del diseño de nuevos sistemas.

En la Ingeniería Hidráulica, el funcionamiento correcto de un sistema hidráulico dependerá de muchos factores, cada uno de los cuales tiene su propia incertidumbre como: la naturaleza, los parámetros de diseño, la información, la construcción, la operación, etc.

La evaluación de la confiabilidad no puede conocerse exactamente, ya que no pueden tomarse en cuenta todas las incertidumbres mencionadas de un sistema, porque su representación o simulación se vuelve sumamente complicada. Además, las variables del sistema pueden estar relacionadas entre sí, lo cual no es sencillo de determinar. Es por ello que la obtención de la confiabilidad se hace mediante aproximaciones.

Una aproximación para obtener la confiabilidad de un sistema es mediante una simulación que considere el funcionamiento de cada uno de los factores del mismo, aproximación que combina probabilísticamente las contribuciones de factores. Algunos de los métodos de análisis de confiabilidad utilizados son: de integración directa, de simulación o de Monte Carlo y del segundo momento.

Chang (1982) revisó estos métodos y apuntó lo siguiente: “el método de integración directa requiere conocer las funciones de densidad de probabilidad de los parámetros, las cuales rara vez se conocen en realidad. Aún si éstas fueran conocidas o supuestas, su combinación para un sistema complicado y la subsecuente integración numérica para el cálculo del riesgo total es con frecuencia muy difícil de tratar en forma matemática. El método de simulación de Monte Carlo es muy flexible y puede ser aplicado para resolver una gran variedad de problemas; sin embargo tiene la desventaja de que su cálculo para lograr un nivel deseado de exactitud se complica especialmente cuando el número de variables es grande y el riesgo es pequeño”.

Por otro lado, el método del segundo momento de primer orden ofrece las siguientes ventajas sobre los otros dos métodos (Yen, 1986):

- a) La técnica es sencilla en su formulación y es flexible para aplicarla prácticamente a cualquier sistema.
- b) Permite considerar cuantos parámetros se requiera, ya que puede tomar en cuenta las incertidumbres de todos los parámetros del sistema o de algunos de ellos.
- c) Toma en cuenta las incertidumbres implícitamente.
- d) El requerimiento de información es flexible y no muy demandante, ya que solo necesita la media y la variancia de los parámetros, y no necesariamente su función de distribución, aunque ésta puede usarse.
- e) El riesgo de todo el sistema puede ser estimado con pocos cálculos computacionales.
- f) Proporciona información acerca de la importancia relativa de los parámetros analizados y permite sensibilizarse ante su variabilidad y cambio.

En el Anexo A (Marengo, 1994) se presenta la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento, conceptos que se aplican a las obras de desvío y de excedencias en el presente trabajo.

Los objetivos que se pretenden alcanzar con el presente trabajo son:

- Exponer la importancia que tiene realizar un análisis de Seguridad de Presas, que permitirá hacer diseños óptimos, en donde se puedan conseguir altos niveles de seguridad a un menor costo, es decir, optimizar al máximo los recursos sin poner en riesgo la inversión y el medio ambiente que rodea a este tipo de construcciones.
- Presentar la aplicación de la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento en el diseño de las obras de desvío y de excedencias y comparar resultados, en un caso práctico, con los obtenidos mediante la metodología comúnmente empleada. Con lo anterior se busca que esta metodología, basada en técnicas probabilísticas recientes, pueda ser aplicable a cualquier proyecto donde intervenga el desvío de una corriente mediante un sistema de túneles y la regulación de una avenida mediante un vertedor.

Para cumplir con estos objetivos, en el capítulo uno se presentan datos importantes, obtenidos a través de una revisión del estado del arte al respecto, que muestran la importancia del tema de Seguridad de Presas y como la legislación vigente de nuestro país necesita profundizar más en éste tema, debido a que mundialmente es un tema completamente aceptado y se le debe de dar la importancia que merece.

En el capítulo dos se describen algunos eventos que fueron causas de falla para presas de enrocamiento con cara de concreto. Se toma como ejemplo este tipo de presas debido a que son presas que se han estado construyendo con mayor frecuencia alrededor del mundo en los últimos años debido a las ventajas económicas y estructurales que tienen, para ilustrar lo anterior se hace una comparación entre éste tipo de presas y las presas de tierra y enrocamiento.

En los capítulos tres y cuatro se muestra una propuesta para la aplicación de la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento en el diseño de las obras de desvío y de excedencias en presas.

La aplicación a un caso práctico se realiza al Proyecto Hidroeléctrico El Cajón. En el capítulo cinco se realiza la descripción del proyecto y la manera en como se determinó el diseño de las obras antes mencionadas mediante el método tradicional o determinístico.

En los capítulos seis y siete se aplica la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento en el diseño de las obras de desvío y de excedencias de dicho proyecto.

Finalmente se concluye con consideraciones importantes que pudieran ser de ayuda en el desarrollo de nuevos proyectos hidroeléctricos para que éstos sean ambientalmente sustentables, eficientes y seguros. Asimismo, se definen las ventajas y las limitantes que tiene la aplicación de métodos estadísticos, como la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento, en el diseño de las obras de desvío y de excedencias en presas. También se dan algunas recomendaciones para investigaciones futuras que ayuden a retroalimentar estos métodos de manera que puedan ser aceptados con confianza y aplicados en nuevos proyectos.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO I

Antecedentes

I. Antecedentes

En este capítulo se presentará una revisión del estado del arte respecto al tema de Seguridad de Presas con el fin de mostrar la importancia que tiene este tema a nivel mundial y la necesidad de contar con elementos legales que la respalden. Las presas son parte importante de la infraestructura que necesita un país para su desarrollo, pero al mismo tiempo, son proyectos de alto riesgo ya que pueden ser motivo también de grandes desastres al presentarse la falla de las mismas.

I.1 Seguridad de Presas

El Organismo Regulador de Seguridad de Presas de Argentina (ORSEP, 2006), en cuanto al tema de Seguridad de Presas, señala que:

La Seguridad de Presas es el manejo coordinado de distintas disciplinas técnicas especializadas que intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, operación y remoción de una presa, con el objeto de alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad posible de la misma para evitar su destrucción, y con ello, la pérdida de vidas y bienes de terceros.

La Seguridad de Presas es básicamente una herramienta de prevención, porque el efecto de no seguir sistemáticamente ciertas prácticas previas puede ser tan devastador que, en la mayoría de los casos, para los afectados no existe 'el día después'.

Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los técnicos encargados de su diseño, explotación y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención.

El desarrollo de la Ingeniería produjo un importante avance tecnológico en torno al monitoreo y observación de estas obras hidráulicas, recomendando criterios para su diseño, construcción y explotación. Sin embargo, el mismo no contó con los necesarios instrumentos legales de respaldo, para una necesaria y estricta regulación de la seguridad estructural de estas obras por parte del Estado. Lamentablemente recién luego de una serie de fallas y roturas de trágicas consecuencias, ocurridos en Europa y Estados Unidos (Malpasset, Francia, 1959; Vaiont, Italia, 1963; Baldwin Hills y Teton, EEUU, 1951 y 1976), tuvo origen en estos países la necesaria legislación que posibilitaría hoy un riguroso control del comportamiento de las mismas.

Desde 1980 a la fecha no se tiene registro de fallas significativas. Puede estimarse que existen en el mundo más de 150.000 presas que constituyen peligros potenciales, pudiendo algunas de esas obras comportarse de manera diferente a como han sido diseñadas. Desde el siglo XII D.C. puede asumirse que las fallas deben haber sumado unas 2,000. Durante el siglo XX han superado las 200 estimándose que han ocasionado alrededor de 8,000 víctimas fatales.

En algunos casos los resultados se han debido a la falta de atención de las autoridades, tanto en el diseño y construcción como en la revisión periódica y ordenada de su comportamiento. En otras oportunidades los resultados catastróficos se han debido a la falta de concientización y preparación de la población para actuar al presentarse la emergencia.

Han existido fallas de extraordinaria importancia por su magnitud que han provocado muy pocas víctimas debido a la actuación ordenada y a tiempo de funcionarios y población. Tales han sido los casos de Baldwin Hills y Teton Dam en Estados Unidos. En el otro extremo, fallas anunciadas con suficiente antelación encontraron una población indefensa por su falta de preparación para enfrentar la emergencia, sistemas de comunicación y/o evacuación incompetentes o que fallaron, resultando en una catástrofe de gravísimas consecuencias.

Ante esta situación (Marengo, 1994), se ha despertado una preocupación plenamente justificada, ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre asentamientos humanos importantes puede causar enormes pérdidas humanas y materiales, además de graves daños al medio ambiente, concluyéndose en forma generalizada que las presas no deben fallar. Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés, 1995) se define como falla o ruptura: *“el colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua. En general una falla da como resultado una liberación de grandes cantidades de agua, imponiendo riesgos a las personas y propiedades aguas abajo”* (Marengo, 2002)..

Como se puede entender, son inimaginables las cantidades de agua que se almacenan y al quedar fuera de control pueden generar catástrofes que deriven en enormes pérdidas de vidas humanas o daños al medio ambiente de proporciones igualmente incalculables.

El crecimiento en la construcción de presas desde el comienzo de la historia humana, basado en el método de la prueba y error, se ha transformado vertiginosamente durante el siglo XX. El arte se transformó en ciencia. Los errores cometidos sirvieron para consolidar el conocimiento del comportamiento de las estructuras. Análisis teóricos combinados con el juicio práctico de experimentados ingenieros, las matemáticas y la mecánica de los materiales, comenzaron a apuntalar fuertemente el desarrollo de diseños más seguros.

La construcción de presas se vio impulsada por el desarrollo eléctrico que dio origen al surgimiento de los aprovechamientos hidroeléctricos. La producción de energía en grandes cantidades y la posibilidad de su transporte entre puntos muy distantes, permite que la potencialidad de los ríos de caudales significativos sea aprovechada para generar energía eléctrica y llevarla a los centros de producción industrial y a las ciudades.

En el territorio nacional se contabilizan aproximadamente 4 mil 500 presas, de las cuales casi un tercio se ubica en zonas de mayor peligro sísmico, donde ocurren con cierta frecuencia movimientos telúricos de diferentes magnitudes, sin que por fortuna se hayan registrado incidentes de consideración hasta la fecha (Marengo, 2002).

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que ocurren fallas por la enorme magnitud de los volúmenes de agua que almacenan, fenómeno que provoca grandes pérdidas humanas y materiales,

además de daños importantes al medio ambiente. De hecho, puede decirse que pocas actividades humanas poseen tal potencial de daño y destrucción como la falla de una presa (Marengo, 2002).

El objetivo al revisar las principales causas de falla en presas es conocer los factores más importantes que deben tomarse en cuenta al hacer un análisis de riesgo de falla. Dicho análisis de seguridad permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas, corregir algunas de las construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener estructuras temporales como las obras de desvío. (Marengo, 2002).

Para considerar los aspectos relativos a la Seguridad en las Presas, se ha establecido la necesidad de clasificarlas de acuerdo con los probables daños que les ocasionan las fallas. Existe una gran variedad de sistemas de clasificación que se adoptan por parte de cada uno de los organismos encargados de este tipo de diseños; no obstante la mayoría de ellos toma en cuenta el tamaño de la cortina, el volumen de agua almacenada y las principales características de los desarrollos aguas debajo de cada una de las presas (Marengo, 1998).

La clasificación utilizada por el Cuerpo de Ingenieros de la Secretaría de la Armada de los Estados Unidos (USACOE, por sus siglas en inglés) en el Programa Nacional de Inspección de Presas (1976) es típica del tipo de clasificación mencionado en la tabla I.1 (Marengo, 1998).

Categoría	Almacenamiento (m³)	Altura de la presa (m)
Tamaño de la presa		
Pequeña	61.600 a 1,233.500	7.6 a 12
Intermedia	1,233.500 a 61,6000.000	12 a 30
Grande	más de 61,600.000	más de 30
Categoría	Pérdidas de vidas	Pérdida económica
A) Riesgo potencial bajo	No esperadas (no hay estructuras permanentes para habitación humana)	Mínimas (sin desarrollo alguno o pocas estructuras para la agricultura)
B) Significativo	Pocas (no hay desarrollo urbano y no hay más que unas cuantas pequeñas estructuras habitables).	Apreciable (industria agrícola importante)
C) Alto	Más que algunas	Excesivo (comunidad extensiva industrial o agrícola)

Tabla I.1 Clasificación del riesgo potencial de falla en presas según el Programa Nacional de Inspección de Presas de los EUA.

Los factores relacionados con las causas de falla en presas (Marengo, 1994) pueden agruparse como sigue:

Factores Hidrológicos. Incluyen frecuencia de avenidas, volumen pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.

Factores Hidráulicos. Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, túneles de desvío, erosión y falla de tuberías y válvulas.

Factores Geotécnicos. Abarcan condiciones desfavorables del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos en el embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona de la presa o el embalse.

Factores Sísmicos. Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica.

Factores Estructurales y de Construcción. Reúnen diseño estructural inadecuado, malos materiales, errores de construcción y pobre control de calidad.

Factores Operacionales. Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia.

Otros Factores. Implican actos de guerra, sabotaje e impactos accidentales en estructuras (como vehículos, embarcaciones, aviones, etc.).

Estos factores están sujetos a la incertidumbre, pueden ser diferentes en cada caso y variar en el tiempo y el espacio.

En cuanto a los factores estructurales, de construcción y operacionales que podrían ser determinantes en una o varias causas de falla se han ido perfeccionando a través del tiempo, el estudio de estos factores y las fallas que podrían ocasionar no son parte de este apartado por lo que el enfoque se hará en la revisión de los eventos y causas de falla relacionadas con los factores geológicos, geotécnicos e hidrológicos presentados en presas de enrocamiento con cara de concreto.

I.2 Legislación vigente en México sobre Seguridad de Presas

En muchos países del mundo existe una legislación especial referente a la Seguridad de Presas y otras estructuras de contención, tales como: Estados Unidos, Canadá, Argentina, Suecia, España, Nueva Zelanda, Corea, Pakistán, India, Venezuela, Zimbabwe, Tailandia, Taiwán, China y otros (Carreola, 2002).

Cada país ha adoptado sus propias modalidades de organización y financiamiento. Algunos, con autonomía política y fuentes de financiamiento autosuficiente en la que su organización genera dividendos a favor; en otros países el subsidio económico es cubierto totalmente por su propio gobierno; y en algunos más la situación política, administrativa y financiera es de tipo mixto (Carreola, 2002).

Un programa de Seguridad de Presas permite conocer las características de las presas y el daño potencial asociado, minimizando el riesgo de la estabilidad estructural de las mismas, con acciones que permitan tomar decisiones antes de que ocurran problemas mayores. (Carreola, 2002)

Además, el funcionamiento de un programa de seguridad de presas tiene por objeto la protección de vidas humanas y bienes patrimoniales que puedan afectarse, aguas abajo de las cortinas, debido a la falla parcial, total o inadecuada operación de las presas. Asimismo, busca la protección de la infraestructura hidráulica y de los bienes económicos asociados públicos y privados. (Carreola, 2002)

El problema de la falla de presas tiene tal relevancia, que el Banco Mundial se interesa por la seguridad de las nuevas presas que financia y de las presas existentes de las cuales depende directamente un proyecto financiado por el banco. Por tanto, exige la realización de estudios y supervisión por un grupo de expertos independientes durante las etapas de investigación, diseño, construcción e inicio de las operaciones; la preparación y puesta en marcha de planes detallados para la instrumentación, operación, mantenimiento y preparación para emergencias; y la realización de inspecciones periódicas de la seguridad de la presa o de las mejoras necesarias, que funcione en ella un programa eficaz de seguridad, y que se hayan llevado a cabo y documentado inspecciones integrales y evaluaciones de la seguridad de la presa existente o de la presa en construcción. (Mena, 2002)

En México, solamente la Ley de Aguas Nacionales hace mención de la seguridad de presas en su artículo 29 el cual establece que los concesionarios o asignatarios tendrán las siguientes obligaciones (Mena, 2002):

...

IV. Operar, mantener y conservar las obras que sean necesarias para la estabilidad y seguridad de presas, control de avenidas y otras que de acuerdo a las normas se requieran para seguridad hidráulica.

V. Permitir al personal de la “comisión” (CNA) la inspección de las obras hidráulicas utilizadas para explotar, usar o aprovechar las aguas nacionales, incluyendo la perforación y alumbramiento de aguas del subsuelo, y permitir la lectura y verificación del funcionamiento de los medidores y las demás actividades que se requieran para comprobar el cumplimiento de lo dispuesto en la presente ley.

VI. Proporcionar la información y documentación que les solicite la “Comisión” para verificar el cumplimiento de las condiciones contenidas en esta ley y en los títulos de concesión, asignación o permiso a que se refiere la presente ley.

Por su parte, el reglamento de la Ley de Aguas Nacionales no abunda en el aspecto de seguridad de presas. Si bien la Comisión Nacional del Agua está haciendo un esfuerzo en la traducción y difusión de los manuales de Seguridad de Presas, elaborados originalmente por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos de América, estos documentos no tienen el carácter de obligatorios para los propietarios, concesionarios y adjudicatarios. Adicionalmente, las únicas sanciones que se prevén en la citada ley son “las definidas en el título de concesión” y por lo que puede observarse, no existe la forma de asignar responsabilidades para la atención de deficiencias, o en el caso de falla total o parcial de la presa (Mena, 2002).

Por tanto, no existe en México una legislación, federal o estatal, adecuadas para la Seguridad de Presas en cauces federales del territorio nacional, además de que los criterios y requisitos para la asignación de la concesión poco o nada tienen que ver con este tema. Si a lo anterior se le suma que a la única autoridad para actuar en caso de emergencias en presas es la Comisión Nacional del Agua (CNA), y ésta se encuentra totalmente restringida en recursos humanos y presupuestales, las acciones efectivas para inspeccionar, revisar las mediciones efectuadas por los concesionarios o adjudicatarios, y evaluar la seguridad de las más de 3,000 presas en el país son insuficientes. El resultado del estado actual es que muchas presas tienen poco o nulo control del comportamiento y poca o nula coordinación de autoridades en caso de emergencia; que por consecuencia redundan en desastres como los ocurridos en San Luis Potosí o Zacatecas que pueden y deben evitarse (Mena, 2002).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO II

**Aspectos de Seguridad de
Presas de Enrocamiento con
Cara de Concreto**

II. Aspectos de Seguridad de Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto

En este capítulo se muestran algunos eventos que fueron causas de falla para presas de enrocamiento con cara de concreto. Se toma como ejemplo este tipo de presas debido a que se han estado construyendo con mayor frecuencia alrededor del mundo en los últimos años debido a las ventajas económicas y estructurales que tienen, para ilustrar lo anterior se hace una comparación entre éste tipo de presas y las presas de tierra y enrocamiento. En México, la Comisión Federal de Electricidad ha preferido a la presas de enrocamiento con cara de concreto para los nuevos proyectos hidroeléctricos, como es el caso de Aguamilpa, Nay., ya construida, del Cajón, Nay., en construcción y La Parota y La Yesca en los estados de Guerrero y Jalisco respectivamente, por construirse.

II.1 Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto

Los elementos de una presa de enrocamiento con cara de concreto (ECC) son: el plinto, el terraplén, la cara de concreto y el parapeto (Macedo, 2002).

El plinto es la estructura de concreto que sirve para ligar la pantalla impermeable formado por el tratamiento de la roca de cimentación. En el caso de plintos apoyados sobre depósitos aluviales (plinto flotante), se introducen varias juntas que le permitan flexibilidad para deformarse. En estos casos la pantalla en el depósito de aluvión consiste de un muro, diseñado para soportar las deformaciones y empujes generados por el embalse, el plinto y el terraplén. Las características de la roca para apoyar el plinto son que ésta debe ser inyectable y no deleznable (Macedo, 2002).

El terraplén es propiamente el cuerpo de la presa, el material de enrocamiento puede ser de cualquier tipo siempre y cuando esté constituido de partículas duras no deleznales con el tiempo, pues facilitará lograr un mayor peso volumétrico del material y por lo tanto presentarán un mejor comportamiento. El material de respaldo aguas arriba tiene mejores características geotécnicas con respecto al de aguas abajo, para limitar las deformaciones excesivas en la cara de concreto, y por otro lado disminuir el costo de la presa (Macedo, 2002).

En la zonificación del terraplén, el material 2 es fundamental en el diseño de las presas de ECC, pues ante una eventual falla de los sellos de las juntas y/o el agrietamiento de las losas por alguna anomalía, el material 2 trabajará conjuntamente con la tercera línea de defensa o en la reparación con limo arenoso colocado a fondo perdido. Su función es la de generar el auto sellado de la filtración.

La cara de concreto está integrada por losas y el sistema de sellos en las juntas. Para estos últimos, es usual emplear diferentes elementos: en la junta perimetral se emplean normalmente tres barreras, el sello de cobre, PVC y “mastic o Igas”, en Aguamilpa se empleó ceniza en lugar de Igas.

El parapeto es un elemento cuya función es reducir el volumen del terraplén de la presa, normalmente su altura del orden de 5 m, y en zonas de alta sismicidad su altura es menor.

Se reconoce, en general, que estas presas son seguras debido a que:

- Todo el terraplén se localiza aguas abajo del embalse
- La carga del agua incide sobre la cimentación del respaldo de aguas arriba
- No se tiene presión de poro dentro del terraplén
- El enrocamiento tiene una resistencia muy grande al esfuerzo cortante
- Un enrocamiento zonificado es estable contra el flujo de agua
- Los asentamientos de un enrocamiento son pequeños y disminuyen con el tiempo

II.2 Eventos y causas de falla de Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto

El Journal of Geotechnical Engineering en su edición de octubre de 1987 presentó una edición especial en la cual se presentan las ponencias del simposio de la ASCE sobre las presas de ECC realizado en el año de 1985, en esta edición se incluye también un artículo técnico elaborado por J. Barry Cooke y James L. Sherard denominado Concrete – Face Rockfill Dam: II. Desing. A continuación se presenta un pequeño resumen de este artículo.

Las presas de ECC se han construido desde 1970 y han tenido un incremento después de la contribución del simposio de la ASCE sobre las presas de ECC en 1985 debido a que muchos ingenieros del mundo han optado por adoptar este tipo de presas. Estas presas están siendo utilizadas para todos los propósitos y tamaños, desde pequeños proyectos de irrigación hasta grandes presas de almacenamiento en grandes ríos.

La primera presa de enrocamiento en tener una cara de concreto fue construida en California en 1895. Esto después de la construcción de una cara de madera en una presa de enrocamiento sin compactar a comienzos de 1850.

Una presa de ECC puede fallar por desbordamiento, falla en los taludes, erosión interna o erosión en la subsuperficie, por ejemplo, filtraciones excesivas por debajo o alrededor de la presa.

El desbordamiento puede ser evitado mediante un diseño conservador del vertedor, atendiendo la posibilidad de un gran deslizamiento de una ladera en el vaso, y un generoso bordo libre.

Las fallas por separación o deslizamiento de taludes pueden evitarse modificando el diseño a base de observaciones en campo principalmente por mediciones en las presiones de poro.

La erosión de la subsuperficie puede suceder sin advertencia alguna en un vaso lleno y puede desarrollarse enteramente en el subsuelo en un patrón que depende de la estratificación. Cuando el canal se separa de la presa, el vaso se agranda rápidamente; el escape del agua puede causar la destrucción de la presa y/o su cimentación y devastar el valle aguas abajo. La falla de una presa por erosión de la subsuperficie es uno de los más serios accidentes en la ingeniería civil.

La erosión interna dentro del cuerpo del terraplén zonificado de la presa también puede tener serias consecuencias. Las grietas desarrolladas como resultado de los

asentamientos diferenciales u otras causas pueden no ser selladas firmemente en la cimentación o laderas.

Una fractura hidráulica puede llevar a la falla de un elemento de sello natural y la subsecuente erosión y destrucción de la presa. La fractura hidráulica ocurre bajo condiciones donde la presión del agua del vaso excede la resistencia en la presa. La resistencia en diferentes direcciones depende de la forma y propiedades de deformación del elemento de sello y de los materiales adyacentes.

Las observaciones de campo muestran que los asentamientos en una presa de ECC son usualmente de 0.15 a 0.45 por ciento de la altura de la presa. En una situación particular, puede alcanzar el 1 por ciento de la altura. Las filtraciones aparecen comparativamente grandes al principio del llenado y después se estabilizan.

Las grietas se encuentran frecuentemente en la losa de concreto debido a sus grandes longitudes y pequeños espesores. Las grietas son causadas por deformaciones, cambios en la temperatura y contracciones durante el secado. La contracción del concreto, creada por cambios en la temperatura y la humedad, es restringida por la cimentación, causando el desarrollo de esfuerzos de tensión, los cuales pasan a ser una fuerza activa de grietas. La durabilidad de la losa de concreto se ve considerablemente afectada después de las grietas.

A continuación se presentan una clasificación de las fallas más representativas de acuerdo a sus eventos de origen, presentadas en algunas presas de enrocamiento con cara de concreto en México y en el mundo.

II.2.1 Eventos Geológicos-Geotécnicos

La presa Aguamilpa de 187 m de altura, construida en México y terminada en 1993, por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), fue apoyada por una extensiva campaña de pruebas de laboratorio y modelos matemáticos. Investigaciones para explicar un repentino incremento en las filtraciones después del llenado del vaso, de 6 l/s a 260 l/s, revelaron grietas sub-horizontales en las losas de concreto en la tercera parte superior de la presa. El terraplén está compuesto de gravas (zona 3B), en capas de 0.6 m, una zona de transición (T), de gravas y enrocamiento en capas de 0.8 m y una zona externa, 3C, de enrocamiento, compactado en capas de 1.2 m (Marques y Pinto, 2005). Las deflexiones en la cara de concreto medidas fueron de 14 cm en la mitad de la altura y de 32 cm cerca de la cresta. Las grietas claramente parecen haber sido ocasionadas por la deformabilidad del material de enrocamiento 3C, alrededor de 5.5 veces más deformable que la de las gravas (Marques y Pinto, 2005).

En las presas TQS 1 (China) y **Xingó** (Brasil) los máximos asentamientos del enrocamiento durante la construcción ocurrieron a media altura de la sección más baja aguas abajo del eje axial de la presa a causa de la deformabilidad del material 3C. El bombeo de la tercera parte más baja del enrocamiento ocasionó esfuerzos de tensión a lo largo de los taludes de la cara de concreto de la presa. En el enrocamiento, los esfuerzos de tensión existieron y se mostraron mediante grietas en el fino y cohesivo material de transición (Marques y Pinto, 2005).

La presa Xingó de 150 m de altura, construida en Brasil y terminada en 1994, tiene una zona 3B en la mitad aguas arriba, compactada en capas de 1 m, mientras que la zona 3C aguas abajo fue compactada en capas de 2 m, aceptando regiones con roca de pobre calidad. En el borde izquierdo, grietas sub-verticales en el fino y cohesivo material de transición, paralelas al plinto entre las elevaciones 103 y 127, fueron observadas durante la construcción. Estas grietas fueron claramente relacionadas con la desfavorable geometría de las laderas, y fueron también influenciadas por la alta deformabilidad de la zona de material 3C (Marques y Pinto, 2005).

En la presa Itapebi de 100 m de altura, construida en Brasil y terminada en 2002, la zonificación del enrocamiento y los detalles de diseño son también muy similares a los adoptados en Itá. Las filtraciones alcanzaron un máximo de 900 l/s después del primer llenado, reduciendo a 100-150 l/s después del tratamiento de suelo depositado aguas arriba. El examen bajo el agua detectó grietas en cuatro losas, cerca de 10-15 m arriba y aproximadamente paralelas con el plinto. Las grietas resultaron de las deformaciones diferenciales causadas por la geometría de la cimentación en la mitad aguas arriba de la margen derecha, como se observó en la presa Xingó (Marques y Pinto, 2005).

Cerca de la sección más alta de la presa, las deflexiones alcanzaron cerca de los 30 cm rápidamente, pero levantó muy poco en la última fase del llenado. Cerca de la cresta, las deflexiones se incrementaron drásticamente en esta última fase, alcanzando un valor de 45 cm como en Xingó, las grietas en el concreto en la margen derecha fueron principalmente resultado de la peculiar topografía de este borde, la más alta deformabilidad de la capa aguas abajo fue influenciada por la gran deflexión de la losa cerca de la cresta, pero no causó grietas en la parte central más alta de la presa (Marques y Pinto, 2005).

Es una práctica común levantar la mitad aguas arriba de las presas de ECC más rápidamente durante la primera etapa, para proveer más protección ante avenidas. La secuencia asimétrica de la construcción puede dar lugar a esfuerzos indeseables. El efecto de la geometría de la cimentación puede crear esfuerzos de tensión, como fue observado en **Xingó e Itapebi** (Brasil). También las deformaciones del enrocamiento paralelas al eje axial de la presa, hacia el centro de la boquilla, suben los esfuerzos de tensión en el enrocamiento cerca de las laderas. Los cambios repentinos en los taludes de las laderas intensifican el proceso, pueden levantar grietas en el material de transición e inducir movimientos en las juntas de la losa. Las juntas verticales de la losa tienden a abrirse cerca de las laderas. No hay grietas debido a que la cara de concreto sólo está colocada en el enrocamiento y no tiene la presión del agua todavía. Con el llenado del vaso, la presión del agua deforma el enrocamiento. Los esfuerzos principales en el cuerpo de la presa más cercana del vaso tienden a ser normales y paralelas a la cara de concreto aumentando gradualmente hasta un máximo hacia el centro y a la mitad de la altura de la presa, disminuyendo gradualmente arriba de este nivel. La tendencia de las deflexiones con la altura se revierte cerca de la cresta, cuando el vaso se aproxima al máximo nivel. Las deflexiones en la losa aumentan nuevamente de manera rápida hacia la cima y la máxima deflexión se puede mover al extremo superior de la cara de concreto. La tendencia hacia deformaciones mayores cerca de la cresta generalmente ha sido pasada por alto en muchas presas (Marques y Pinto, 2005).

En la presa Segredo de 145 m de altura, construida en Brasil y terminada en 1993, la tercera parte aguas arriba de la presa fue compactada en capas de 0.8 m y las dos terceras partes restantes en capas de 1.6 m, una zonificación adoptada por los brasileños hasta el 2003. La deflexión de la losa medida fue de 42.7 cm cerca del extremo superior de la losa, comparados con los 37.4 cm en la mitad de la altura de la presa. No se encontraron grietas en la cara de concreto (Marques y Pinto, 2005).

En la presa Foz do Areira de 160 m de altura, construida en Brasil terminada en 1980, las deflexiones de la losa, al final del llenado, fueron medidas en 77.5 cm en la mitad de la altura de la presa, 68.9 cm a tres cuartos de la altura y de 70 cm cerca de la cima, según lo estimado en el lado aguas debajo de la cresta (Marques y Pinto, 2005).

II.2.2 Eventos Hidrológicos

II.2.2.1 Filtraciones registradas

Muchas presas de gran altura han tenido filtraciones excesivas debido a deformaciones en la cara de concreto que dan lugar a la apertura de las juntas o grietas en las losas. Esto podría ser atribuido a los bajos módulos del enrocamiento sin compactar y al tipo de las juntas, las cuales permiten una compresión de las juntas horizontales y verticales en la parte central de la losa de la presa (la cual está bajo compresión) y abre otras juntas incluyendo la junta perimetral.

Las filtraciones no ponen en peligro la estabilidad de la presa pero en algunos casos fueron inaceptablemente altas para el funcionamiento de la misma (Marques y Pinto, 2005). En la tabla II.1 se muestra una comparación de las filtraciones en diferentes presas de ECC en el mundo.

La presa Tianshengquiao 1 (TQS 1) de 178 m de altura, construida en China y terminada en 1999, fue levantada en siete fases, con una prioridad en la sección aguas arriba, para permitir una temprana construcción de la cara de concreto en tres etapas. El vaso fue llenado para comenzar la generación de energía eléctrica después de la construcción de cada una de las tres etapas: el nivel del agua hasta la elevación 668, en diciembre 1997, y hasta la elevación 740 en noviembre 1998. La fase 7 de la presa fue construida muy rápidamente desde la elevación 650 hasta la 770 entre agosto y diciembre de 1998. La tercera etapa de construcción de la cara de concreto fue terminada en mayo de 1999 (Marques y Pinto, 2005).

Las deflexiones de la cara de concreto fueron medidas en un máximo de 114 cm en la parte extrema superior, y cerca de la mitad de este valor en la mitad de la altura de la presa. Durante la construcción de la fase 7, grietas sub-verticales hasta muchos centímetros de espesor fueron detectados en el material de transición cohesivo en la parte central de la losa de la presa, entre las elevaciones 742 y 768, revelando esfuerzos de tensión inducidos por el rápido levantamiento de la sección aguas abajo de la presa (Marques y Pinto, 2005).

Después del levantamiento hasta la el. 760, el nivel del vaso fue bajado a la el. 721. grietas horizontales, entre 0.1 y 0.3 mm de espesor pero ocasionalmente hasta de 2 mm, fueron observadas entre las elevaciones 736 y 746, de la segunda etapa de colado, y la elevaciones

746 y 762 de la tercera etapa. Las grietas fueron localizadas en las zonas convexas del perfil de la deformación de la losa en esas elevaciones. Las grietas parecen relacionadas al llenado parcial del vaso después de la construcción de la segunda etapa de la losa y a la construcción simultánea de las fases 6 y 7 de la presa (Marques y Pinto, 2005).

Presa	País	Año y Altura (m)	Tipo de roca	Filtración (l/s)
Cethana	Australia	1971 110	Cuarcita	7
A. Anchicaya	Colombia	1974 140	Diorita	1800/180*
Foz Do Areia	Brasil	1980 160	Basalto	4
Segredo	Brasil	1993 140	Basalto	400/50*
Xingó	Brasil	1994 140	Granito	180
Aguamilpa	México	1993 187	Grava	260/100*
Salvajina	Colombia	1984 148	Grava	60
Golillas	Colombia	1984 130	Grava	1080/650*
Shioro	Nigeria	1984 125	Granito	1800/100*
Lower Pieman	Australia	1986 122	dolerita	-
Mackintosh	Australia	1981 75	grawuaca	14
Murchison	Australia	1982 89	Riolita	2
Bastyan	Australia	1983 75	grawuaca	7
Khao Laem	Tailandia	1984 130	Caliza	53
Kotmale	Sri Lanka	1984 97	Clorita	-

*caudal inicial/valor después de la reparación

Tabla II.1. Filtraciones presentadas en presas de enrocamiento con cara de concreto. (Marques y Pinto, 1998)

El llenado del vaso, en junio de 1994, fue muy rápido, elevando el nivel de la el. 0 a la el. 120 en cinco días, las filtraciones aumentaron hasta 160 l/s y oscilaron entre 110 y 160 l/s con las fluctuaciones del vaso hasta marzo de 1996. Exámenes bajo el agua revelaron grietas en algunas de las losas de concreto de la margen izquierda. Las grietas fueron encontradas en la misma área donde se presentaron las grietas del material en transición durante la construcción (Marques y Pinto, 2005).

Estas grietas están relacionadas con el repentino cambio en la alineación del plinto y los taludes creando altas concentraciones de esfuerzos en las losas. Las filtraciones fueron reducidas después del tratamiento con suelos lanzados aguas arriba al nivel de 150 l/s (Marques y Pinto, 2005).

Alto Anchicayá y Golillas (Colombia) registraron grandes filtraciones durante su primer llenado, mayores de 1000 l/s. esta situación forzó a suspender el llenado y a realizar trabajos de reparación antes de llegar al máximo nivel. Aunque la filtración registrada en Alto Anchicayá fue más grande que en Golillas (tabla II.1), ocurrió sólo a través de la junta perimetral y fue satisfactoriamente reducida a un flujo tolerable en corto tiempo. En Golillas la situación fue más compleja, porque la filtración pasó por la misma junta pero

también pasó a través de la cimentación del plinto. El problema no fue solventado completamente y la filtración aún está ocurriendo (Cooke, 2000).

Durante el primer llenado del vaso, una rápida erosión de la arcilla en la junta principal en algunas secciones de la cimentación fue evidente, produciendo filtraciones totales sobrepasando los $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, con una tendencia a ser más grandes. Esta condición forzó a vaciar el vaso hasta el 50 por ciento de su altura. Después de los trabajos de reparación en la margen derecha, entre el plinto y la cimentación, el llenado del vaso fue terminado, hasta su máximo nivel. Aún se registraron importantes filtraciones, pero más controladas, del orden de los 1080 l/s. Durante el siguiente llenado del vaso solo se registraron filtraciones de 650 l/s después de que se había vaciado material suelto en las juntas y reforzado la superficie con concreto lanzado. Después de 15 años de operación las filtraciones se redujeron de manera natural hasta 270 l/s (Cooke, 2000).

La presa Itá de 125 m de altura, construida en Brasil y terminada en el 2000, mostró filtraciones de hasta 1700 l/s después del primer llenado, se redujo a 380 l/s después del tratamiento de suelo depositado aguas arriba. Las filtraciones están ahora estabilizadas en 200 l/s. Antes del tratamiento, un examen aguas arriba reveló grietas en la losa de concreto, cerca de 10 a 15 m sobre y paralelas al plinto. La causa del problema no fue claramente identificado. Las grietas han sido relacionadas con el incremento de las deformaciones del enrocamiento causadas por el humedecimiento del enrocamiento por las altas filtraciones de agua a través de la cimentación. Los análisis de los modelos matemáticos sugieren una causa y un efecto relacionados con el aumento en el ancho de la zona de transición cerca del plinto. La tercera parte aguas arriba de la presa es principalmente enrocamiento de basalto, compactado en capas de 0.8 m. en el borde aguas abajo, los tipos mas suaves de basalto fueron usados, compactados en capas de 1.6 sin agua. Las deflexiones en la cara de concreto alcanzaron 75 cm cerca de la cresta y 65 cm a media altura. La mayor deflexión cerca de la cresta probablemente resultó de la gran deformación de la capa aguas abajo y posiblemente de la capa deformable paralela con la cara de concreto usado como un elemento provisional de sello para la primera etapa de la presa (Marques y Pinto, 2005).

Las grietas sub-horizontales en el extremo superior de la cara de concreto, como en Aguamilpa, no fueron reportadas. Las altas filtraciones fueron claramente causadas por las grietas a lo largo de la margen izquierda, según lo indicado por el efectivo tratamiento de sellado en esa región. Las grietas se originaron de los esfuerzos de tensión, sugerido por el perfil convexo de la cara justo arriba del plinto (Marques y Pinto, 2005).

La presa Machadinho de 125 m de altura, terminada en 2002 en el río pelotas en el sur de Brasil es una estructura de enrocamiento de basalto. Las características de diseño son similares a las de Itá. Una gran cantidad de roca resistente, compactada en capas de 1.6 m, fue usado en las dos terceras partes de aguas abajo de la presa. Después del llenado del vaso, la máxima deflexión de la losa medida fue de 37 cm a media altura y en el extremo superior. Un análisis elástico-lineal de esfuerzo-deformación fue realizado como una herramienta de diseño. La gran deflexión de la losa cerca de la cresta no fue indicada por el modelo matemático. Las filtraciones medidas en un máximo de 850 l/s al final del llenado del vaso fueron reducidas a 600 l/s después del primer tratamiento. Un examen bajo el agua no encontró grietas en la cara de concreto. Las altas filtraciones, que podrían estar relacionadas a los altos bloques del plinto (15-18 m) a media altura de ambos márgenes, cesaron inexplicablemente (Marques y Pinto, 2005).

II.2.2.2 Desbordamiento

En el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa el 22 de agosto de 1990 se presentó en el sitio un gasto de $5,300 \text{ m}^3/\text{s}$ que fue regulado a $3,800 \text{ m}^3/\text{s}$; debido a la mala calidad de la roca del túnel de desvío 2, se tuvo un caído de $20,000 \text{ m}^3$ que bloqueó momentáneamente el flujo produciéndose un fenómeno transitorio cuya columna de agua alcanzó los 250 m de altura en la lumbrera de compuertas de cierre final. Afortunadamente la misma sobrepresión y el flujo erosionaron el derrumbe dejando libre la entrada en pocos minutos (Marengo, 1994).

A principios de 1992, se produjeron lluvias inusuales en la cuenca del río Santiago que ocasionaron una avenida extraordinaria de $9,635 \text{ m}^3/\text{s}$, la cual se presentó en 20 de enero de ese año, aunque tres días después el caudal había disminuido a $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$, y el 28 de enero se volvieron a presentar $7,770 \text{ m}^3/\text{s}$. La decisión de haber construido un canal fusible permitió manejar la avenida, reduciendo el gasto pico a la mitad y evitando graves daños tanto a la cortina como a la planicie costera aguas abajo (Marengo, 1994).

II.3 Comparación entre las Presas de Tierra y Enrocamiento y las Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto

La evolución de las presas de enrocamiento comenzó con las presas de ECC y después se desarrollaron dos principales tipos: las presas de ECC y las presas de tierra y enrocamiento (TE). La figura II.1 muestra la transición del enrocamiento no compactado al enrocamiento compactado a lo largo del tiempo y el continuo incremento en alturas de estos dos tipos de presas (Cooke, 1991).

El comienzo de las presas de enrocamiento fue con las presas de ECC de enrocamiento no compactado. Hasta una altura de 75 m fueron satisfactorias, las presas más altas desarrollaron grietas en la cara de concreto y excesivas filtraciones, a causa de la alta compresibilidad del enrocamiento no compactado. Esto detuvo el uso de las presas de ECC de gran altura y empobreció su reputación, como resultado de las filtraciones y las reparaciones que se tenían que hacer en la losa de concreto por lo que sólo se construyeron pequeñas presas de ECC (Cooke, 1991).

De cualquier manera, los taludes de las presas de ECC demostraron una alta resistencia al esfuerzo cortante del enrocamiento no compactado y su utilidad como material de construcción para presas. Aunque el enrocamiento ha demostrado ser incompatible con la cara de concreto de las presas de ECC, fue compatible con la base de tierra y los filtros de las presas de TE. De esta manera, las presas de TE se convirtieron rápidamente en una presa de enrocamiento tipo (Cooke, 1991).

Los rodillos vibratorios, comenzaron a desarrollarse para su uso en la construcción y llegaron a ser las máquinas utilizadas para la compactación de las presas de enrocamiento cerca de 1960 (ver figura II.1). Las mediciones del módulo de compresibilidad del enrocamiento compactado indicaron valores mayores que los obtenidos en el enrocamiento no compactado. De cualquier manera, para las presas de TE, los altos módulos no fueron requeridos (Cooke, 1991).

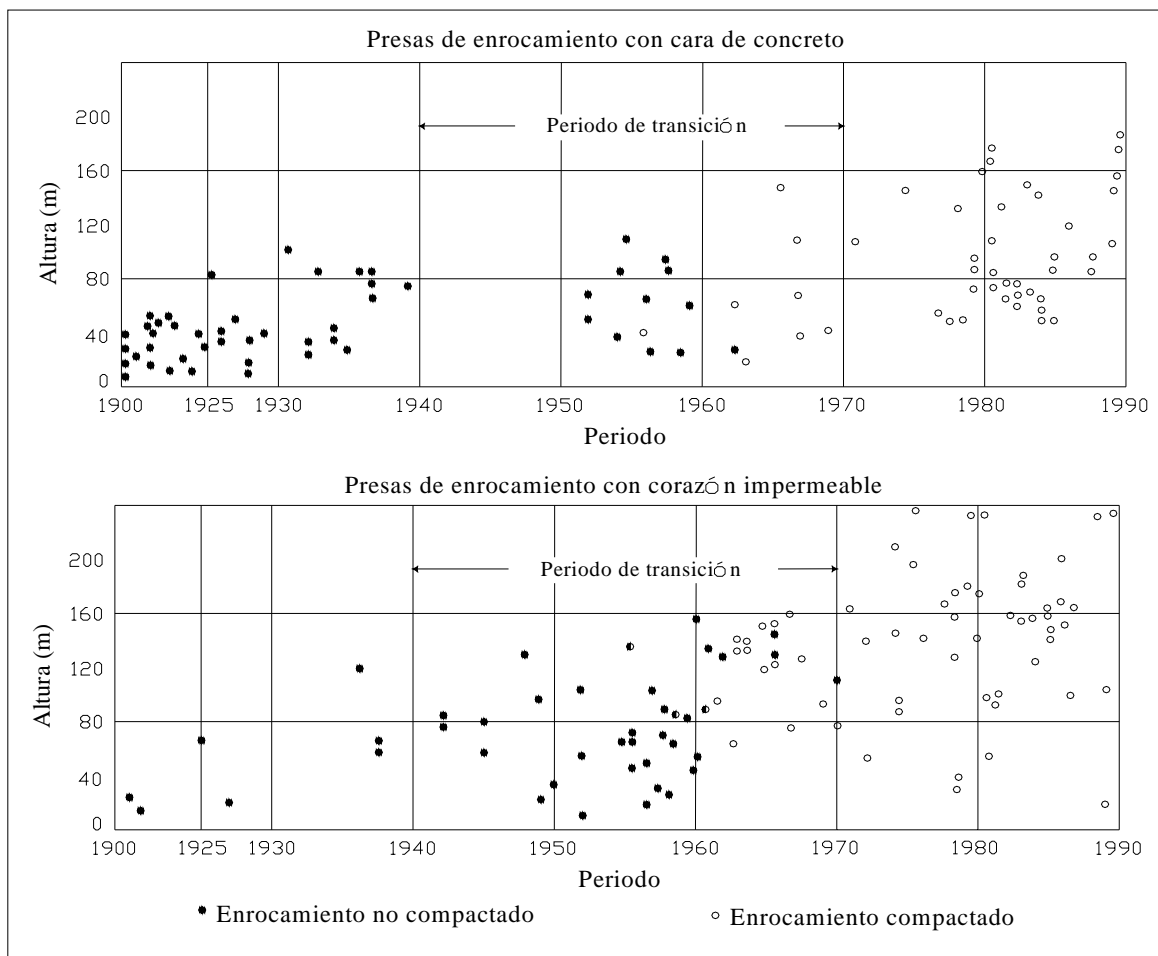


Figura II.1. Tendencias en el tipo y altura de presas de enrocamiento

El desarrollo de las presas de ECC se realizó lentamente entre 1960 y 1970, y progresó rápidamente después de Cethana en Australia (100 m), Anchicayá en Colombia (140 m) y Foz do Areia en Brasil (160 m) en la década de 1970-1980. En nuestros días, la selección del tipo de presa de enrocamiento, sea presas de ECC o presas de TE, esta basado principalmente en el costo (Cooke, 1991).

A continuación se presenta un resumen del artículo Concrete – Face Rockfill Dam: I. Assessment elaborado por J. Barry Cooke y James L. Sherard y presentado en la edición especial del Journal of Geotechnical Engineering en octubre de 1987.

Recientemente, las presas de ECC tienen mayores ventajas que las presas de TE. Se considera que las presas de ECC son muy seguras, especialmente en caso de sismos y es apropiada para presas muy altas. La colocación de terraplenes de enrocamientos en capas estratificadas, con grandes rocas en el fondo de cada capa, es una práctica muy utilizada. El asentamiento de la corona es muy bajo, y decrece rápidamente en los primeros años. Los análisis de estabilidad estáticos no son usados para el diseño de presas de ECC.

Las presas de ECC son un muy buen tipo de presas desde todos los puntos de vista técnicos y son de bajo costo. Los problemas de las altas elevaciones y las grietas ocasionadas por el tiempo en presas de enrocamiento no confinado con cara de

concreto han sido superados. Son importantes por su gran capacidad para contener los sedimentos debido a sus grandes vasos de almacenamiento.

Una de las razones por las que se eligen las presas de ECC es debido a que los sitios que han sido elegidos para la construcción de estas presas no necesariamente deben de contener materiales para construir el corazón impermeable como en el caso de las presas de TE. En muchos casos se ha demostrado que la construcción de presas de ECC han sido alternativas de menor costo aún cuando los lugares escogidos tenían materiales adecuados para construir una presas de TE.

En costo, las presas de ECC son mas baratas que las presas de TE, aunque los volúmenes sean iguales, los precios unitarios de los enrocamientos son menores en las presas de ECC. Esto es, porque hay mayor libertad para construir debido a que se cuenta con mejores caminos de acceso en varias partes del terraplén de enrocamiento. También, el costo del material para la base de tierra y los filtros, que se tienen que construir en las presas de TE, es mayor que la construcción de la losa de concreto en las presas de ECC.

El costo, al inicio de la obra, para tratar la superficie de la roca y mampostería que cubre la cortina es significativamente menor debido a que se pueden realizar independientemente, el área de la primera es pequeña.

Otras ventajas que se tienen en el costo es que la base es muy pequeña debido a que la inclinación de los taludes es mas vertical (1.5:1) que permiten túneles, conductos y caminos de acceso mas cortos. Los riesgos de un retraso en la construcción son considerablemente más bajos para las presas de ECC.

Cuando el agua emerge en el pie de las presas de TE o en presas de tierra, es posible que la salida de agua incremente su tamaño debido a la erosión de la base de tierra, esto ocasiona perdidas de agua y económicas cosa que no pasa en las presas de ECC debido a que estos flujos de agua son mínimos.

El enrocamiento compactado utilizado alrededor de 1965-1970, tuvo diferentes maneras de usar el vaciado y esparcimiento de las rocas. El método mas usado para la colocación del material ocasionaba que las rocas mas grandes se quedaran debajo de la capa y las rocas de menor tamaño y los finos quedaran en la parte de arriba de la capa.

La principal ventaja viene de una superficie relativamente lisa creada por la acción de compactar la roca colocada en pequeños espesores en cada una de las capas apenas colocadas, ocasionando que los espacios entre las rocas más grandes fueran llenados por rocas más pequeñas y por los finos. Lo liso de la superficie reduce el costo debido a que reduce el desgaste de los neumáticos, permite que los camiones viajen más rápido y mejora la operación de los compactadores de rodillo.

En la práctica actual se especifica el tamaño máximo de la roca de manera que se pueda formar capas con superficies lisas para una buena compactación, el máximo tamaño de la roca puede ser del espesor de la capa, esto no influye en la compactación obtenida o en la compresibilidad final del terraplén de enrocamiento.

Se han tenido experiencias en donde grandes cantidades de agua han pasado a través de las presas de enrocamiento compactado, del orden de los 1000 l/s como sucedió en las presas Alto Anchicayá y Golillas en Colombia. Estas experiencias confirman que el enrocamiento compactado tiene un esqueleto estructural. Durante la construcción, las rocas son compactadas mediante el contacto del rodillo vibratorio. Subsecuentemente como la presa es construida el peso impuesto es llevado a través del esqueleto estructural. Las áreas de contacto entre las rocas comprimidas del esqueleto estructural son pequeñas y la resistencia a la compresión desarrollada es alta, acercándose (y excediendo) la resistencia a la compresión de la roca. La alta resistencia a la compresión en los contactos de las rocas crea una resistencia a la fricción mucho mayor que la fuerza de fricción hidráulica causada por el flujo de agua a través de los vacíos.

Además de las rocas que forman la estructura principal del esqueleto, hay otras rocas sin esfuerzos en el enrocamiento que se asientan dentro de los vacíos, esos fragmentos son movidos por el flujo de agua y sacados completamente de la presa, esto se ve por lo sucio del agua que emerge aguas abajo.

El análisis de estabilidad convencional (a menudo llamado análisis del límite de equilibrio), comúnmente usado para taludes naturales y presas de tierra, postula que un deslizamiento de masa podría presentarse sobre una superficie curva o un plano inclinado. La fuerza resistente es calculada y comparada con un factor de seguridad definido. Para las presas de ECC, las cuales no tienen agua en los vacíos, la experiencia y la teoría confirman que tales deslizamientos no pueden ocurrir. Por lo tanto, el análisis de estabilidad convencional, cuando se aplica a las presas de ECC, demuestra que el movimiento es físicamente imposible. Este hecho muestra que este análisis no es aplicable para las presas de ECC.

Ocasionalmente las presas de ECC son construidas en lugares que cuentan con rocas con puntos desfavorables o planos débiles. Para tales casos, un deslizamiento es probable, el análisis convencional se utiliza en estos casos.

La compactación del enrocamiento ha mostrado ser muy efectivo en reducir el asentamiento. El asentamiento de la corona esta influenciado por las propiedades del enrocamiento y por las irregularidades de la boquilla. En barrancas estrechas, los arcos del enrocamiento compactado entre los estribos, reducen el asentamiento de la corona en los primeros años.

Se muestra que la reducción en el asentamiento de la corona es menor para presas con enrocamiento compactado en un rango de 10 a 20 cm durante la construcción y hasta de 100 cm en los 20 años después de la construcción.

La presas de ECC tienen ventaja sobre la presas de TE debido a que el peso de la misma se encuentra aguas abajo del plano de aplicación de la presión natural del agua lo cual da un grado de estabilidad más alto, tampoco permite erosión como las presas de TE en su base de tierra impermeable, además de que su estabilidad es por gravedad, finalmente las grandes masas de roca que la componen permite taludes estables de roca sin tener que aplicar métodos de estabilidad de taludes en ellos.

Como resultado de la experiencia acumulada, es posible saber muy bien el comportamiento que tendrán las presas de ECC, se puede predecir con gran exactitud los rangos en los que disminuye el nivel de la corona para muchos tipos de roca e irregularidades en la boquilla. El rango de disminución del nivel de la corona para presas de 75-160 m de altura de más de 5 años es de 10-20 cm. para el mismo grupo de presas la deflexión máxima de la losa de concreto después de 5 años ha sido de 20-75 cm. Para presas de 300m de altura la disminución de la corona se encuentra en el rango de 0.5-1.0 m y la máxima deflexión de la losa de concreto de 1.3-3.0 m, se considera que estos movimientos no representan un riesgo para un flujo de agua significativo.

Cuando el terraplén de las presas de ECC se encuentra seco, los movimientos de los sismos no pueden causar presiones de poro en los vacíos del enrocamiento. Las presas de ECC están hechas de roca, las cuales no permiten que se magnifiquen las fuerzas de aceleración. El enrocamiento esta bien compactado en pequeñas capas. Los sismos solo pueden causar pequeñas deformaciones durante el corto periodo que duran sus movimientos. Después del sismo las presas de ECC son tan estables como antes.

En sismos muy fuertes la losa de concreto puede ser fracturada, incrementando los flujos de agua a través de ella. Estas fracturas y flujos de agua no amenazan la seguridad de la presa, el flujo de agua que pasa a través de las grietas o las zonas de pequeñas rocas debajo de la losa de concreto puede fácilmente pasar con seguridad a través de todo el terraplén de enrocamiento. Por estas razones se considera que las presas de ECC tiene una conservación fundamental ante los sismos y por eso se construye tanto en regiones con alta como en regiones con baja sismicidad.

Todos estos factores suponen que las presas de ECC podrían ser consideradas en un futuro como un diseño único para presas de gran altura.

II.4 Modelado y análisis de Seguridad de Presas

Los métodos para evaluar la seguridad de presas permiten analizar los efectos de una falla hipotética aguas abajo, en los que se involucran los beneficios y costos que son inherentes a la seguridad del proyecto que se han planteado recientemente (Marengo, 1998).

Estos métodos no dependen de adoptar bases específicas avanzadas o criterios complicados para la evaluación de la seguridad de las presas; se relacionan con un análisis específico con el que se elige la avenida o el sismo apropiados para hacer la valoración de seguridad y de los criterios con que se le asigna valor a las vidas humanas; dichas normas varían desde otorgar un valor infinito a la mismas a aquellas que definen un precio finito, aunque es subjetivo otorgar dicho valor (Marengo, 1998).

Una versión más completa de la falla de una presa es la que valora los daños al perderse los servicios que da el proyecto, los costos de construcción de diversas alternativas de diseño, la estimación de la probabilidad de falla de cada alternativa y finalmente la elección de la alternativa que ofrece la menor combinación de riesgo-costos. Este criterio se ha aplicado a muy pocas presas, siendo a la fecha el que mejores expectativas de resultado puede ofrecer (Marengo, 1998).

La aplicación de los enfoques antes mencionados depende del riesgo potencial de falla que presenta una presa. El término “riesgo” concretamente se refiere al valor que resulta del producto de la probabilidad anual total de falla de una presa específica por el costo de las consecuencias inducidas por esa falla, entendiéndose por esta a la pérdida parcial o total del agua del almacenamiento en el momento de la falla. (Marengo, 1998).

En un análisis de falla (ya sea probabilística o determinista) se debe identificar, modelar y procesar todos los mecanismos de falla factibles que producirán el daño a la presa. Cada mecanismo particular consta de una serie de eventos (clasificados desde los que producen daños menores hasta los que provocan la ruptura de la presa) y cada evento requiere un análisis de falla por separado (Marengo, 1998).

Esencialmente, el riesgo se define como el producto de las probabilidades anuales totales de todos los eventos que conducen a la falla de una presa específica por el costo de sus consecuencias de falla respectivas (en términos monetarios) inducidas por esa falla. Para estimar dichas probabilidades de falla se requiere de un análisis de falla probabilístico detallado (Marengo, 1998).

Para evaluar el riesgo de una presa, básicamente se ejecutan los siguientes pasos:

- a) Revisión del **comportamiento de la presa en campo**, de acuerdo a la experiencia.
- b) **Inspección del sitio** de la presa.
- c) Construcción de **árboles de fallas**.
- d) Identificación de las **solicitaciones potenciales de daño**.
- e) Identificación de las **condiciones de las solicitaciones**.
- f) Identificación de los **modos potenciales de falla**.
- g) Construcción de **árboles de eventos**.
- h) Evaluación de las **probabilidades de falla**.
- i) Interpretación de **resultados**.
- j) Estimación de la **respuesta de la presa**.
- k) Determinación de las **consecuencias de falla**
- l) Determinación de los **costos de falla**.
- m) Evaluación de **riesgo**.

Para evaluar el riesgo (Marengo, 1998) y conocer la seguridad de una presa se requiere identificar todas las solicitaciones actuantes sobre ella, los modos potenciales de falla como resultado de aquellas solicitaciones, y las consecuencias de falla. Un análisis de riesgo cuantitativo requiere adicionalmente, estimaciones de probabilidad de las solicitaciones, de falla dada las solicitaciones, y de las consecuencias dadas la falla. Además se hace la comparación del producto de estas probabilidades para establecer un criterio de seguridad. Por lo tanto, el análisis de riesgo cuantitativo se divide en dos partes:

- Evaluación del riesgo y
- Determinación de la aceptabilidad de ese riesgo mediante el uso de cartas de criterios establecidas previamente.

La evaluación del riesgo total es la suma de todas las posibles consecuencias que conduzcan a la falla de la presa. El riesgo parcial debido a cada trayectoria de eventos

individuales, es igual al producto de la probabilidad anual total de falla para cada trayectoria o situación de eventos por su respectiva magnitud de las consecuencias de falla en términos monetarios, por lo que con la suma de los riesgos parciales se obtiene el riesgo total anual para la presa, es decir:

$$R = \sum_i P_i * C_i$$

donde:

- R Riesgo total anual de falla de la presa
- Pi Probabilidad anual total de falla para una trayectoria o situación de eventos i (producto de las probabilidades de todas las ramas de la trayectoria)
- Ci Costo de la falla debida a la situación i

En resumen para cada nivel de solicitación y modo de falla, se identifica una condición potencial de pérdida de vidas. Una vez que se ha determinado la probabilidad para cada nivel de solicitación, la probabilidad para cada modo de falla y respuesta de la presa dado ese nivel de solicitación y la probabilidad de las consecuencias adversas dada la falla, entonces la probabilidad anual de ocurrencia de una cierta condición potencial de pérdida de vidas, es el producto de las probabilidades de todas las ramas de la trayectoria de eventos. Dado que se considera que todas las trayectorias son mutuamente exclusivas, que conducen a una condición de falla de la presa, se suman todas las probabilidades de dichas trayectorias para obtener la probabilidad anual total de ocurrencia de dicha condición de falla (Marengo, 1998).

La probabilidad anual total de falla de una presa involucra el cálculo de las probabilidades condicionales de la solicitación, de los modos de falla y la respuesta de la presa dada la solicitación; y de las consecuencias dados los modos de falla y respuesta de la presa (Marengo, 1998).

Para obtener dichas probabilidades de respuesta de la presa, primeramente se requiere una revisión de datos de incidentes históricos de fallas de la presa para diferentes condiciones de solicitación. Dichos datos históricos se pueden clasificar por modo de falla, métodos y materiales de construcción, edad y si la presa ha fallado o no durante el primer llenado. Estableciendo el caso típico, los datos se pueden clasificar de tal manera que muchas de estas categorías pueden corresponder a la situación de la presa en estudio, por lo que las probabilidades se estiman basadas en el número de fallas comparado con el número total de años de servicio de la presa (Marengo, 1998)..

Por otra parte, se identifican todos los modos de falla para la presa, para la cimentación y para cada condición de solicitación, para lo cual previamente se discuten las condiciones físicas del sitio (geología, esfuerzos, resistencias, etc.). Se estima individualmente la probabilidad de falla total, falla parcial o no falla para cada modo de falla y para cada rango de solicitación. Las estimaciones individuales más alta y más baja proporcionan el rango para estudios de sensibilidad y por otra parte se estima la media, mediana y otros valores, de acuerdo a todas las estimaciones individuales. Las estimaciones de las probabilidad de la respuesta de falla y no falla se grafican en un árbol de eventos para todas las condiciones de solicitación y rangos de ellas (Marengo, 1998).

Por otra parte, se hace una recopilación, revisión y discusión de la información relacionada con la probabilidad de ruptura de la presa. Se discuten los eventos potenciales de falla de la presa con la finalidad de asignar probabilidades de falla dadas las condiciones de solicitación seleccionadas, con el fin de tener igual entendimiento de las condiciones de la presa y de los análisis técnicos llevados a cabo sobre ella (Marengo, 1998).

Cada evento potencial de falla de la presa se debe examinar en detalle y desarrollar la secuencia de todas las condiciones o eventos que conduzcan a la falla bajo un evento dado. También se deben tomar en cuenta las propiedades de los materiales, edad, condiciones, deficiencias de diseño, métodos de construcción y comportamiento bajo operaciones históricas. La validez de las características depende del número de muestras, variabilidad observada y de la calidad de las pruebas reportadas (Marengo, 1998)

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO III

**Análisis de riesgo de falla
para el diseño de la obra de
desvío en presas**

III. Análisis de riesgo de falla para el diseño de la obra de desvío en presas

En este capítulo se muestra una propuesta para la aplicación de la teoría de la confiabilidad en el diseño de la obra de desvío en una presa. Esta propuesta consiste en determinar el comportamiento hidrológico de la cuenca de la presa mediante avenidas máximas probables asociadas a periodos de retorno seleccionados y el funcionamiento hidráulico de la obra de desvío para diferentes niveles en el embalse e integrarlos mediante una función de confiabilidad que contemple la variabilidad de los parámetros involucrados. A esta función se le da solución por medio del método del segundo momento estadístico para obtener, para diferentes probabilidades de no falla, los valores límite de las variables involucradas, la probabilidad de falla y el riesgo asociado.

III.1 Funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío como canal

Una sección baúl o portal típica (Figura III.1) se compone de las características geométricas siguientes: una bóveda que es un semicírculo con radio B que tiene la misma dimensión de la mitad de la sección rectangular que compone la sección y centro en O . En la sección inferior del túnel el ancho tiene una dimensión total $2B$ (Marengo, 2005).

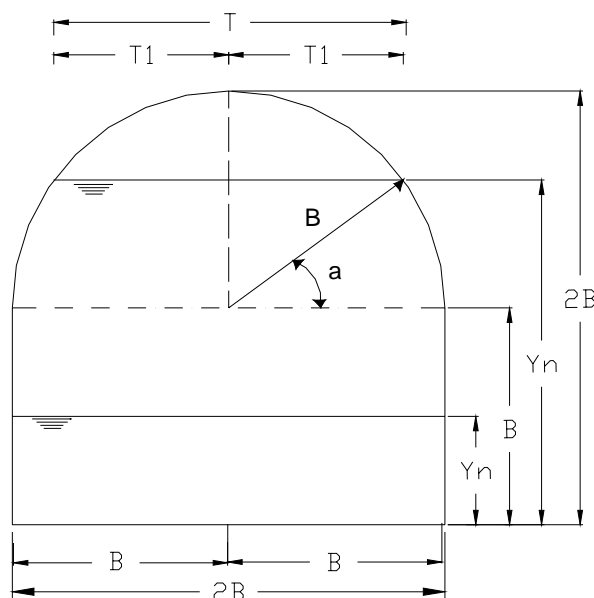


Figura III.1. Sección típica de una sección baúl.

Desde el punto de vista constructivo, esta sección es muy común en túneles, ya que representa una gran facilidad de ejecución, la parte superior se excava como una sección circular y la inferior se banquea; si el túnel es grande, se puede obtener la sección deseada en 3 o 4 voladuras, y así se obtienen fácilmente las líneas de proyecto deseadas. (Marengo, 2005).

Cabe mencionar que con este tipo de sección se construyeron los túneles de desvío de los proyectos Chicoasén, Caracol, Aguamilpa y Zimapán. Este proceso hoy en día ha sido adoptado para la construcción de las Obras de Desvío del P. H. El Cajón, Nay. y el P. H. La Parota, Gro (Marengo, 2005).

Para el cálculo de flujo uniforme con este tipo de secciones, debe señalarse lo realizado por Gómez Niño (1980), quien propone una serie de tablas y gráficas para el cálculo de los elementos geométricos de este tipo de secciones (Marengo, 2005).

Los elementos geométricos (Figura 3.1) de esta sección para el flujo como canal con $y_n > b$ son los siguientes (Marengo, 2005):

$$\alpha = \text{angsen} \left[\frac{y_n - b}{b} \right] \quad (3.1)$$

$$A = b^2(2 + \alpha + \text{sen} \alpha \cos \alpha) \quad (3.2)$$

$$P = b(4 + 2\alpha) \quad (3.3)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b^2(2 + \alpha + \text{sen} \alpha \cos \alpha)}{4 + 2\alpha} \quad (3.4)$$

$$T1 = b \cos \alpha \Rightarrow T = 2T1 = 2b \cos \alpha \quad (3.5)$$

Debe considerarse que si $y < b$; $\alpha = 0$ y las ecuaciones (3.2) y (3.5) se convierten en el escurrimiento de una sección rectangular. Para lo cual se cuenta con las siguientes expresiones.

$$A_h = by \quad (3.6)$$

$$P_h = b + 2y \quad (3.7)$$

$$R_h = \frac{by_n}{b + 2y_n} \quad (3.8)$$

Para calcular el trabajo como canal de los túneles, se considera que se presenta un flujo uniforme.

Utilizando la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (3.9)$$

donde:

V = velocidad del agua en el túnel

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

s = pendiente del túnel

Debido a que la rugosidad equivalente se modifica en la medida que el tirante lo hace (Marengo, 2005) y sustituyendo la expresión $Q = VA$, la ecuación (3.9) se puede expresar como:

$$\frac{Q}{s^{1/2}} = \left(\frac{A}{n_c} \right) \left(R_h^{2/3} \right) \quad (3.10)$$

De este modo quedan del lado izquierdo de la ecuación los términos conocidos del gasto (Q) y la pendiente (s) del túnel y del lado derecho los términos que dependen del tirante hidráulico que se está calculando (Marengo, 2005).

Con la ecuación de Manning y con $Q = VA$, se obtienen para distintos gastos propuestos, el tirante normal y_n , adicionalmente se calcula el tirante crítico y_c (la manera de calcular el tirante crítico se muestra en la sección III.1.1). Para determinar la sección de control se utiliza el siguiente criterio: si $y_n < y_c$ el régimen es supercrítico y la sección de control será a la entrada del túnel, si $y_n > y_c$ el régimen subcrítico y la sección de control será a la salida.

En cualquiera de los dos casos, el perfil del agua se calcula mediante el método derivado de la ecuación de Bernoulli (Figura II.2) para canales a régimen subcrítico y supercrítico, para cualquier sección y ésta constante.

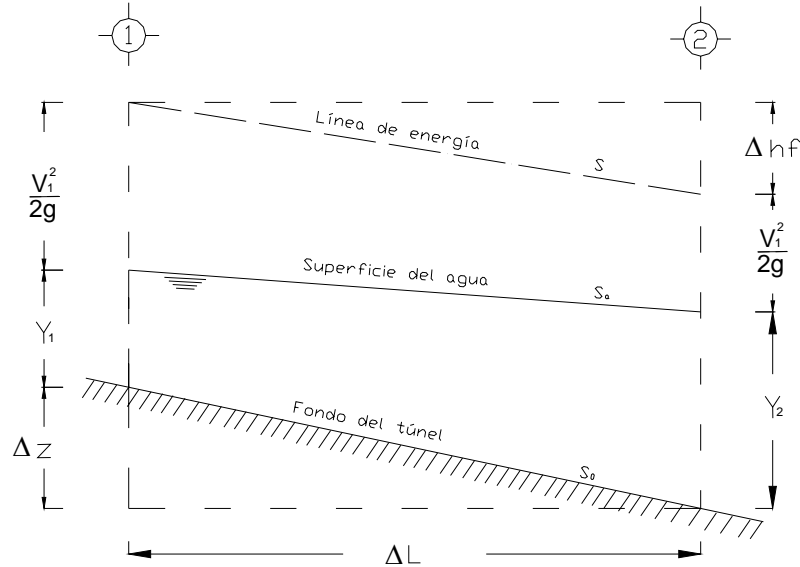


Figura III.2. Secciones 1 - 2 para método derivado del teorema de Bernoulli.

Igualando las dos secciones se tiene:

$$\Delta z + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta hf \quad (3.11)$$

Si $E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$ y $E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$ la ecuación (3.11) queda:

$$\Delta z + E_1 = E_2 + \Delta hf \quad (3.12)$$

para encontrar Δz y Δhf se tiene que:

$$S_0 = \frac{\Delta z}{\Delta \ell} \Rightarrow \Delta z = S_0 \Delta \ell \quad (3.13)$$

y

$$S = \frac{\Delta hf}{\Delta \ell} \Rightarrow \Delta hf = S \Delta \ell \quad (3.14)$$

de la ecuación de Manning se despeja S y se sustituye en la ecuación (3.14) por lo que dicha ecuación queda:

$$\Delta hf = \left[\frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2 \Delta \ell \quad (3.15)$$

El método se resuelve subdividiendo la longitud en intervalos constantes, calculando así los tirantes de las secciones 1 de un intervalo a otro mediante la ecuación (3.16). Cuando $\Delta z = \Delta hf$ la curva de remanso es igual al tirante normal.

$$E_1 = E_2 + \Delta hf - \Delta z \quad (3.16)$$

Para concluir con el cálculo, la elevación del agua a la entrada se determina sumando la elevación de la plantilla a la entrada, el tirante obtenido, la carga de velocidad y la pérdida por entrada.

Con el cálculo anterior se conoce como trabajan los túneles como canal en forma independiente, pero para conocer como se comportan en forma conjunta, se pueden ajustar ecuaciones del tipo $E = a_i Q_i^{b_i}$ para cada túnel y considerar que la elevación de agua en el embalse es la misma para cualquier túnel y la suma de gastos de los túneles debe cumplir con la ecuación (3.17) (Marengo, 2001)

$$Q_D = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (3.17)$$

$$E = a_1 Q_1^{b_1} \quad (3.17a)$$

$$E = a_2 Q_2^{b_2} \quad (3.17b)$$

$$E = a_n Q_n^{b_n} \quad (3.17c)$$

Se igualan las elevaciones para obtener los gastos correspondientes a cada túnel y con la suma de gastos de todos los túneles se obtiene el gasto del río.

Con esto se puede establecer, para cada gasto del río, el gasto que pasa por cada túnel y la elevación que se presenta en el embalse.

III.1.1 Tirante crítico

Las condiciones teóricas en que se desarrolla el régimen crítico están dadas por la ecuación (3.18).

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{A_c^{3/2}}{B_c^{1/2}} \quad (3.18)$$

La ecuación (3.18) indica que dada la forma de la sección de un canal y el gasto, existe un tirante crítico único y viceversa. Como un criterio general, dicho tirante queda definido al satisfacer dicha ecuación, cualquiera que sea la forma de la sección (Sotelo, 1989).

III.1.2 Rugosidad equivalente

El Dr. Humberto Marengo ha realizado recientes investigaciones sobre la rugosidad compuesta en túneles de conducción en sección baúl (Marengo, 2005). En este apartado se presenta parte de su investigación.

Un canal o túnel combinado es aquel cuya rugosidad de la pared cambia a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal. Estrictamente hablando, es aquel cuya sección transversal consiste en subsecciones de diferentes formas geométricas definidas, que unidas forman la sección transversal total.

Desde el punto de vista físico, la rugosidad combinada o compuesta en la pared, así como la forma del canal o túnel modifican la distribución de la velocidad a lo largo de la sección transversal. Un estudio detallado de los efectos de la variación de la rugosidad de la pared y de la geometría de la sección transversal requerirá un análisis bidimensional 2D o tridimensional 3D del flujo, lo cuál esta fuera de los alcances de esta tesis.

El coeficiente de resistencia de rugosidad combinado o compuesto de una sección transversal, en general, se expresa en la forma de Manning n , con el valor de la sección transversal, n_c , lo que es una suma de peso para el factor de resistencia local n_i . Al momento de calcular se hace una discretización finita al dividir la sección transversal en un número de subsecciones A_i , perímetro mojado P_i y radio hidráulico R_i . Al usar el factor de resistencia de rugosidad combinado o compuesto, n_c , los cálculos de flujo de canales abiertos se pueden mantener en el análisis real o 1D al simplificar un número de problemas de canales abiertos tales como los cálculos de remansos sin llevar a cabo un cálculo más complicado 2D y 3D.

Se han propuesto varias fórmulas, para canales combinados o compuestos basadas en diferentes suposiciones acerca de las relaciones de descargas, velocidades, fuerzas o esfuerzos cortantes entre las secciones componentes y la sección transversal total.

Para este caso en particular se utiliza la relación que considera que la rugosidad componente que contribuye es proporcionalmente lineal al perímetro mojado, dicha ecuación se presenta a continuación:

$$n_c = \frac{\sum (n_i P_i)}{P} \quad (3.19)$$

donde:

n_c	Rugosidad equivalente de la sección transversal total
n_i	Rugosidad de cada una de las secciones componentes
P	Perímetro mojado de la sección transversal total
P_i	Perímetro mojado de cada una de las secciones componentes

Cabe mencionar que se considera a la sección transversal total al área confinada por la plantilla del túnel y las paredes hasta en nivel de agua que se esté estudiando.

III.2 Funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío como tubo lleno

A partir de la figura III.3 se puede establecer la ecuación de la energía entre la entrada y la salida de cualquier túnel.

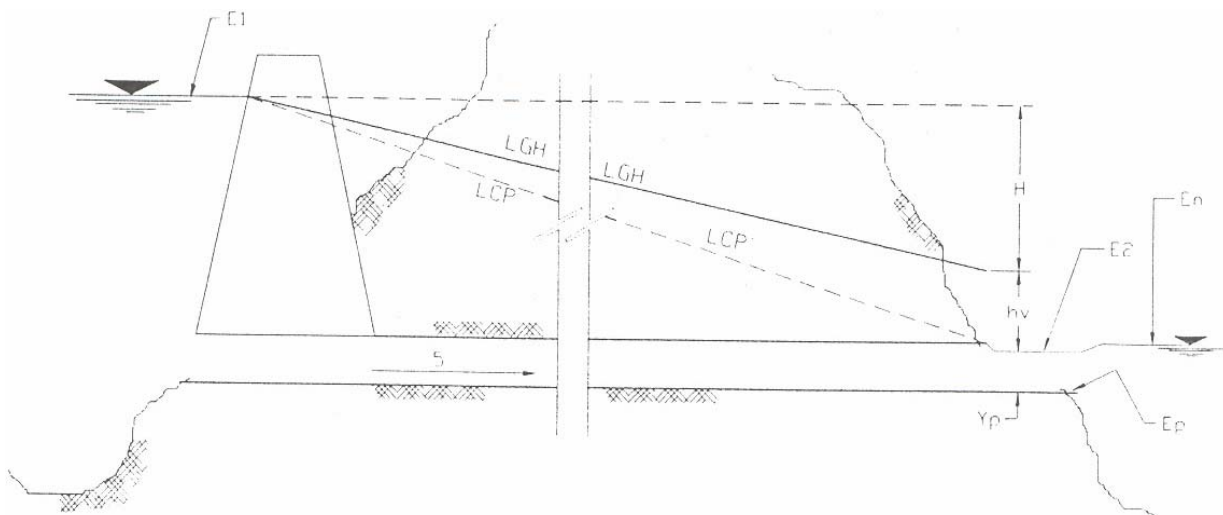


Figura III.3. Corte esquemático de una obra de desvío.

$$E = Y_p + \frac{V_s^2}{2g} + \sum_e \Delta h + E_p \quad (3.20)$$

donde:

E	Elevación en el embalse.
Y_p	Tirante a la salida de los túneles.
$\frac{V_s^2}{2g}$	Carga de velocidad a la salida de los túneles.
$\sum \Delta h$	Suma de pérdidas de carga entre la entrada y la salida de los túneles.
E_p	Elevación de la plantilla a la salida de cada túnel.

sustituyendo los siguientes valores (Marengo, 1994):

$$Y_p = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} \cdot Q$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

y considerando las siguientes pérdidas

$$\text{Pérdida por fricción} = \frac{V^2 n^2 L}{R_h^{4/3}}$$

$$\sum \text{pérdidas locales} = K_{loc} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

la ecuación anterior queda:

$$E = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} \cdot Q + \frac{Q^2}{2gA^2} + \left[K_{loc} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2} + \frac{Q^2 n^2 L}{A^2 R_h^{4/3}} \right] + E_p \quad (3.21)$$

El proceso consiste en establecer tantas ecuaciones de la energía como túneles de desvío hay, además plantear la ecuación de continuidad para la solución del problema:

$$Q_D = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (3.22)$$

donde:

- Q_D Gasto total a desviar por el río.
- Q_1 Gasto que conduce el túnel 1
- Q_2 Gasto que conduce el túnel 2
- Q_n Gasto que conduce el túnel n

Teniéndose tantas incógnitas (gastos en los túneles) como ecuaciones haya.

Para el cálculo hidráulico se recomienda utilizar el criterio del diámetro equivalente (Marengo, 2001).

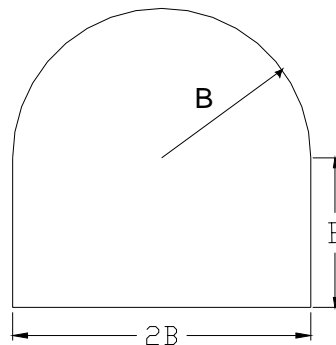


Figura III.4. Corte esquemático de una sección baúl.

El área de la sección es (Figura III.4):

$$A_h = 2B \cdot B + \frac{\pi B^2}{2} = 2B^2 + \frac{\pi B^2}{2}$$

$$A_h = B^2 \frac{4 + \pi}{2} \quad (3.23)$$

Para el diámetro equivalente: $A_h = \frac{\pi D_e^2}{4}$ (3.23a)

Igualando (3.23) con (3.23a)

$$B^2 \frac{4 + \pi}{2} = \frac{\pi D_e^2}{4}$$

$$D_e = \left[\frac{4}{\pi} B^2 \frac{4 + \pi}{2} \right]^{1/2} = \left[B^2 \left(\frac{8}{\pi} + 2 \right) \right]^{1/2} = [4.5465 B^2]^{1/2}$$

$$D_e = 2.132B \quad (3.24)$$

El perímetro mojado será:

$$P_m = B + 2B + B + \frac{2\pi B}{2} = 4B + \pi B = (4 + \pi)B$$

$$P_m = 7.1416B \quad (3.25)$$

y el radio queda:

$$R_h = \frac{A_h}{P_m} = \frac{B^2 \frac{4 + \pi}{2}}{7.1416B} = \frac{B^2 \frac{7.1416}{2}}{7.1416B} = \frac{B}{2}$$

$$R_h = \frac{B}{2} \quad (3.26)$$

Con las expresiones (3.23), (3.24), (3.25) y (3.26) se determinan los elementos geométricos para poder valuar las pérdidas de carga.

Es usual en las obras de desvío que se construyan estructuras que permitan colocar obturadores para el manejo final del río. Estas estructuras consisten en una contracción, ranuras para obturadores y una ampliación de tal manera que ocasionan pérdidas de energía locales en el escurrimiento de los túneles.

Las pérdidas a considerar son (Marengo, 2001):

Entrada (Anexo B)

$$\Delta h_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad (3.27)$$

Contracción (Anexo B)

$$\Delta h_{con} = K_{con} \frac{V^2}{2g} \quad (3.28)$$

Ampliación

Según la fórmula de Borda Carnot

$$\Delta h_{dif} = \frac{1.1}{2g} (v_1 - v_2)^2 = \frac{1.1}{2g} \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 V^2 \quad (3.29)$$

Ranuras

Según la fórmula de Weisbach – Masonyi

$$\Delta h_{ran} = 1.2 \left[(1 - \beta)^2 + \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)^2 \right] \frac{V^2}{2g} \quad (3.30)$$

donde $\alpha = 0.63 + 0.37\beta^3$ y $\beta = \frac{Bh}{Bh + 2yh + xB}$

Cambios de dirección (Anexo B)

Se calcula según la formula de Hoffmann

$$\Delta h_c = k_c \eta \frac{V^2}{2g} = K_c \frac{V^2}{2g} \quad (3.31)$$

donde k_c depende de $\frac{R}{D_e}$ y η del ángulo de deflexión de la curva.

Fricción

Se calcula según la formula de Manning

$$\Delta h_f = \frac{V^2 n^2 L}{R^{4/3}} \quad (3.32)$$

Sustituyendo las pérdidas en la ecuación (3.21), se tiene:

$$E = 1.015D_i - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D_i}{g}} Q_i + \frac{Q_i^2}{A_i^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L}{R^{4/3}} + K_c + K_e + K_{dif} + K_{con} + K_{ran} \right) + E_p \quad (3.33)$$

haciendo

$$\alpha_i = \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D_i}{g}} \quad \text{y} \quad \beta_i = \frac{1}{A_i^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L}{R^{4/3}} + K_c + K_e + K_{dif} + K_{con} + K_{ran} \right)$$

Finalmente se puede escribir:

$$E = 1.015D_i - \alpha_i Q_i + \beta_i Q_i^2 + E_{pi} \quad (3.34)$$

La ecuación (3.34) debe cumplirse para cada túnel analizado, considerando que se tienen $(t+1)$ ecuaciones (t es el número de túneles). Si se tienen 2 túneles, el sistema de ecuaciones (Marengo, 2001) con el que se resuelve el problema es:

$$E = 1.015D_1 - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{p1} \quad (3.35)$$

$$E = 1.015D_2 - \alpha_2 Q_2 + \beta_2 Q_2^2 + E_{p2} \quad (3.36)$$

$$Q_{Dt} = Q_1 + Q_2 \quad (3.37)$$

Para cada túnel se tiene una ecuación como la (3.34), y como el valor de E es el mismo para ambos túneles, se pueden igualar dichas ecuaciones y sustituir el valor de Q_2 como $Q_2 = Q_D - Q_1$ por lo que la igualdad quedará en términos solamente de Q_1 llegando a una ecuación (Marengo, 2001) del tipo:

$$A Q_1^2 + B Q_1 + C = 0 \quad (3.38)$$

Al resolver ésta ecuación se puede obtener el gasto que sale por el túnel 1 (Q_1) en función del gasto total que sale por ambos túneles.

Si se sustituye dicha relación en la ecuación anterior, se puede expresar E en función de Q_D con una ecuación que tenga la siguiente forma:

$$E = a Q_D^2 + b Q_D + c \quad (3.39)$$

donde los términos a , b y c involucran a B y n

Se comprueba que la elevación E en el embalse sea mayor que la elevación de la plantilla de entrada sumada a $1.5D_i$, ya que para elevaciones menores y hasta $1.2D_i$, sobre la plantilla, se considera que trabaja en zona de transición, y hacia debajo de ésta elevación como canal (Marengo, 2001).

III.3 Tránsito de avenidas por un vaso

Para realizar el tránsito de una avenida por un vaso se sigue el procedimiento descrito por el Ingeniero Francisco Javier Contreras Weber (2004) de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos de CFE, el cual es el siguiente:

Cuando el volumen del escurrimiento que ingresa a un vaso o almacenamiento es mayor que el caudal de descarga, el nivel de la superficie del agua en el embalse se eleva. En este caso, la magnitud del gasto de salida guarda una relación respecto del nivel del agua en el vaso puesto que la descarga se realiza a través de una estructura tal como un vertedor, una compuerta o túneles de desvío y se establece una relación matemática precisa entre ambos.

Antes de que ocurra una tormenta se considera que el régimen existente es de tipo permanente ya que el gasto que entra es igual al gasto que sale. Después, una vez iniciado el proceso de escurrimiento, el nivel del agua empieza a subir y el gasto de salida se incrementa. Si la estructura de descarga tiene una apertura infinita, el flujo de salida siempre será igual al gasto de entrada y no existirá incremento en el nivel del embalse.

Por otra parte, si la respuesta del gasto de salida es apenas sensible respecto del nivel del agua entonces el flujo adicional produce un incremento en el nivel del embalse.

De lo anterior se puede decir que transitar una avenida en un vaso significa determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma particular de entrada correspondiente a una tormenta o avenida.

En forma gráfica, haciendo referencia a la Figura III.5, antes del tiempo t_0 el hidrograma de entrada a la presa era igual al de salida, a partir de t_0 , se empieza a recibir los escurrimientos provenientes de la avenida y como dichos escurrimientos son mayores que el gasto de salida, el agua se empieza a acumular dentro del vaso. Entre el tiempo t_0 y t_1 , como se va incrementando el volumen del vaso, se va incrementando también el nivel del agua, cuando esto ocurre el gasto de salida (hidrograma de salida) se incrementa hasta llegar a un flujo máximo en el tiempo t_1 . A partir de este momento, el flujo de salida es mayor que el de entrada y el volumen disminuye gradualmente hasta llegar a su valor inicial.

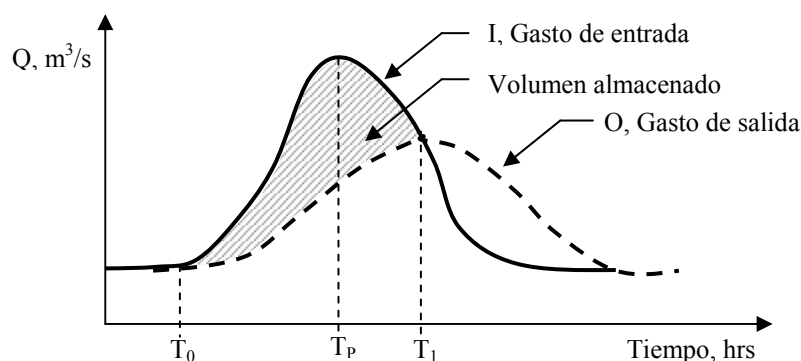


Figura III.5. Comportamiento del gasto de entrada y del gasto de salida durante en tránsito de una avenida por un vaso.

El volumen almacenado se puede obtener a través de la ecuación de continuidad:

$$\frac{dV}{dt} = I - O \quad (3.40)$$

donde:

- O es el gasto de salida
- I es el gasto de entrada
- $\frac{dV}{dt}$ es el cambio en el volumen de almacenamiento.

Si se integra la expresión (3.40) de t_0 a t_1 se obtiene el volumen total almacenado.

$$\text{Volumen almacenado} = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt \quad (3.41)$$

El método modificado de Puls también conocido como método SI (Storage-Indication) es probablemente el que se utiliza con más frecuencia para resolver la ecuación de continuidad para el tránsito de avenidas.

La ecuación de continuidad se puede expresar también mediante diferencias finitas como:

$$\frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{O_{i+1} + O_i}{2} \quad (3.42)$$

De la ecuación de diferencias finitas se conoce tanto el valor inicial de la entrada, la salida y el volumen en la presa (I_i , O_i y V_i) y como resultado del tránsito de la avenida deseamos conocer para los siguientes incrementos en la entrada, I_{i+1} , el valor de la salida y el volumen acumulado O_{i+1} y V_{i+1} respectivamente. Por lo tanto tenemos una sola ecuación y dos incógnitas, para poder resolverlo entonces necesitamos una ecuación más.

La ecuación que se busca es la que me relaciona el gasto de salida a través del vertedor o la obra de desvío con la elevación del nivel del agua.

En forma general para vertedores con descarga controlada, el gasto se determina a través de la siguiente ecuación:

$$Q_v = CA\sqrt{2g(E - E_o)} \quad \text{para } E > E_o \quad (3.43)$$

donde:

- Q_{vc} es el gasto a través de la abertura entre la compuerta y el vertedor en m^3/s .
- C es el coeficiente de descarga
- $E - E_o$ es la energía total disponible en el centro de la abertura en m
- A es el área entre la compuerta y el vertedor en m^2
- g es la aceleración debida a la gravedad en m/s^2

Para vertedores con descarga libre, el gasto se determina a través de la siguiente ecuación:

$$Q_v = CL(E - E_o)^{3/2} \quad \text{para } E > E_o \quad (3.44)$$

donde:

- Q_v es el gasto a través del vertedor en m³/s.
 C es el coeficiente de descarga del vertedor
 E es la elevación de la superficie libre del agua en m.
 E_o es la elevación de la cresta del vertedor en m.
 L es la longitud de la cresta del vertedor en m.

Para el caso de los túneles de desvío la ecuación se debe de determinar mediante una curva que ajuste dicho comportamiento.

A continuación partiendo de la ecuación de diferencias finitas se describirá un procedimiento para efectuar el tránsito de una avenida y conocer los volúmenes y gastos de salida. El primer paso consiste primeramente en despejar de la ecuación de continuidad las incógnitas:

$$\begin{aligned} \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} &= \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{O_{i+1} + O_i}{2} \\ I_{i+1} + I_i - O_{i+1} - O_i &= \frac{2(V_{i+1} - V_i)}{\Delta t} \\ I_{i+1} + I_i - O_i + \frac{2}{\Delta t} V_i &= \frac{2}{\Delta t} V_{i+1} + O_{i+1} \\ I_{i+1} + I_i + \left(\frac{2}{\Delta t} V_i - O_i \right) &= \frac{2}{\Delta t} V_{i+1} + O_{i+1} \end{aligned} \quad (3.45)$$

Los términos del lado izquierdo de la ecuación: I_i , I_{i+1} , V_i y O_i son conocidos y los del lado derecho: V_{i+1} y O_{i+1} son desconocidos; el procedimiento a seguir es:

1. Proponer una elevación de partida E_i y un intervalo Δt .
2. Calcular con base en esta altura, el gasto de salida total O_i y el volumen para esa elevación, V_i .
3. Con el gasto inicial de entrada y el del intervalo siguiente, así como con O_i y V_i se evalúa la expresión anterior para conocer:

$$\frac{2}{\Delta T} V_{i+1} + O_{i+1} \quad (3.46)$$

En este punto, se necesita conocer la relación entre los volúmenes y los gastos de salida para poder separar del resultado la parte correspondiente al gasto y la correspondiente al volumen. Para esto, previamente se genera una curva variando las alturas y calculando los gastos respectivos. Entrando a esta gráfica con el resultado de la expresión (3.46) se obtiene el gasto correspondiente O_{i+1} .

4. Con el valor de O_{i+1} se despeja de la ecuación el valor del volumen V_{i+1} y se determina la elevación E_{i+1} a partir de la curva Elevaciones-Capacidades del vaso.
5. Los gastos, volúmenes y elevaciones encontradas serán ahora los datos para determinar en el siguiente intervalo del tiempo el gasto y volumen resultante. El proceso se repite hasta transitar todo el hidrograma de entrada.

III.4 Función de confiabilidad para la obra de desvío y su solución por el método del segundo momento

Finalmente para tomar en cuenta el efecto de regulación del vaso, a partir del tránsito de avenidas se puede relacionar el gasto de entrada al vaso (gasto de diseño determinado por procedimientos hidrológicos) con el gasto de salida por los túneles de donde la ecuación (3.39) queda de la forma (Marengo, 2001):

$$E = a'Q_p^2 + b'Q_p + c' \quad (3.47)$$

donde los términos a' , b' y c' involucren B y n

Si se supone un valor E_E de la elevación de la ataguía, la función de confiabilidad es (Marengo, 2001):

$$G(X) = E_E - E \quad (3.48)$$

Por otro lado si se considera que en un túnel no revestido es difícil precisar un valor exacto para coeficiente de rugosidad n y también para el ancho B , lo mejor será tomar como base el comportamiento estadístico usual de este tipo de variables con lo que se puede obtener el valor medio y desviación estándar para estas dos variables (Marengo, 2001).

Sustituyendo la ecuación (3.47) en la ecuación (3.48) la función de confiabilidad queda:

$$G(X) = E_E - (a'Q_p^2 + b'Q_p + c') \quad (3.49)$$

Para determinar las condiciones límite en que la obra de desvío falla, es decir si $G(X) = 0$, se emplea el método del segundo momento, el cual requiere primero obtener las derivadas parciales de la función de comportamiento ($G(X)$) con respecto a cada una de las variables Q , B y n $\left(\left(\frac{\partial G}{\partial Q} \right)_* \left(\frac{\partial G}{\partial B} \right)_* \left(\frac{\partial G}{\partial n} \right)_* \right)$ para posteriormente calcular los cosenos directores con las siguientes expresiones (Marengo, 2001):

si se hace

$$SS = \sqrt{\left(\left(\frac{\partial G}{\partial Q'}\right)_*^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial B'}\right)_*^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial n'}\right)_*^2\right)} \quad (3.50)$$

se puede calcular los cosenos directores por medio de:

$$\alpha_Q^* = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial Q'}\right)_*}{SS} \quad (3.51)$$

$$\alpha_B^* = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial B'}\right)_*}{SS} \quad (3.52)$$

$$\alpha_n^* = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial n'}\right)_*}{SS} \quad (3.53)$$

Con estos resultados se definen las variables aleatorias:

$$Q^* = \mu_Q^N - \beta \alpha_Q^* \sigma_Q^N \quad (3.54)$$

$$B^* = \mu_B - \beta \alpha_B^* \sigma_B \quad (3.55)$$

$$n^* = \mu_n - \beta \alpha_n^* \sigma_n \quad (3.56)$$

Para el caso límite en que $G(X) = 0$, a partir de la función de comportamiento puede establecerse que:

$$E_E = a'Q_p^{*2} + b'Q_p^* + c' \quad (3.57)$$

En esta ecuación la única incógnita es β y el miembro derecho tiene distribución normal, lo que permite determinar el valor de la probabilidad P de que E no sobrepase el valor E_E seleccionado (probabilidad de no falla) tomando en cuenta la variabilidad de B , n y Q (Marengo, 2001).

El cálculo de β se hace por aproximaciones hasta que $\beta_{n+1} \approx \beta$ y en cada iteración se calculan de nuevo las derivadas de la función de comportamiento así como la media y la desviación estándar μ_Q^N y σ_Q^N para la distribución normal equivalente de Q ; de esta manera la función va aproximándose al valor de la altura E_E , además la determinación de β permite identificar no solo la probabilidad de falla, sino también el gasto Q^* que con ella se produciría (Marengo, 2001).

Se entiende como probabilidad de falla (P_F) al complemento de la probabilidad de no falla (P) y se calcula de la siguiente manera:

$$P_F = 1 - P \quad (3.58)$$

De la misma manera, el período de retorno (Tr) es el inverso de la probabilidad de falla:

$$Tr = \frac{1}{P_F} \quad (3.59)$$

Finalmente, se utiliza la expresión que utiliza el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (U. S. Army Corps of Engineer, 1996) para estimar el riesgo (R) en función del periodo de retorno (Tr), dicha expresión es:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (3.60)$$

donde n es el intervalo de tiempo que se está evaluando.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO IV

**Análisis de riesgo de falla
para el diseño de la obra de
excedencias en presas**

IV. Análisis de riesgo de falla para el diseño de la obra de excedencias en presas

Debido a que el procedimiento para la aplicación de la teoría de la confiabilidad a la obra de excedencias es muy similar al que se dio para la obra de desvío en el capítulo III, en este capítulo sólo se presenta el criterio para estimar el riesgo potencial de falla de una presa, la metodología para obtener las avenidas máximas para los periodos de retorno seleccionados mediante una distribución de probabilidad y algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta para obtener la función de comportamiento de este tipo de estructuras.

IV.1 Riesgo potencial de falla

El criterio para estimar el riesgo potencial de falla de una presa para aplicarse en nuestro país fue propuesto por Marengo (1998); se debe estimar un factor de riesgo total que tome en cuenta las cuestiones asociadas a capacidad, altura, requerimientos de evacuación (número de personas) y posible daño aguas abajo, así como la clasificación de riesgo extremo, alto moderado bajo, etc.; el elemento de riesgo total se obtiene al sumar los puntos en peso de cada uno de los elementos anteriores, como se muestra en la tabla IV.1 (Marengo, 2000).

Factor de riesgo	Contribución al riesgo (peso en puntos)			
	Extremo	Alto	Moderado	Bajo
Capacidad (hm ³) >	120 (6)	120-1 (4)	1-0.1 (2)	< 0.1 (0)
Altura (m) >	45 (6)	45-30 (4)	30-15 (2)	< 15 (0)
Requerimientos de evacuación (personas)	1,000 (12)	1,000-100 (8)	100-1 (4)	Ninguno (0)
Daño aguas abajo	Alto (12)	Moderado (8)	Bajo (4)	Ninguno (0)

Tabla IV.1. Riesgo potencial de falla en presas, criterio propuesto.

El peso en puntos de cada uno de los factores se suma para obtener el factor de riesgo total, como se muestra en la tabla IV.2 (Marengo, 2000).

<p>FACTOR DE RIESGO TOTAL = factor de riesgo por capacidad + factor de riesgo por altura + factor de riesgo por requerimientos de evacuación + factor de riesgo por daño potencial aguas abajo.</p>
--

Tabla IV.2. Factor de riesgo total por considerarse para la estimación de riesgo potencial de falla en presas.

Las clases de riesgo que se pueden aceptar en la presa están en función del factor de riesgo total, como se señala en la tabla IV.3 (Marengo, 2000).

Factor de riesgo total	Clase de riesgo (CLASIFICACIÓN)
0-6	I (bajo)
7-18	II (moderado)
19-30	III (alto)
31-36	IV (extremo)

Tabla IV.3. Clase de riesgo que puede aceptarse al aplicar el criterio de riesgo potencial de falla en presas.

Aquellas presas que presentan una clasificación de alto riesgo o extrema deben analizarse con criterios que permitan garantizar la seguridad, bajo ciertas condiciones de trabajo. En general, las presas que tienen factores de riesgo con clasificación III o IV requieren de un método detallado de análisis que involucre las principales causas de falla de las mismas (Marengo, 2000).

IV.2 Función de distribución de probabilidad General de Valores Extremos

La metodología para determinar la avenida de diseño que a continuación se presenta fue elaborada por el Ing. José A. Raynal (2004) de la Universidad de las Américas-Puebla. La distribución general de valores extremos, es la solución general del Postulado de Estabilidad que deben cumplir los valores extremos (Gumbel, 1958; Jenkinson 1955 y 1969; Castillo, 1998).

La función de distribución de probabilidad GVE es (NERC,1975):

$$F(x)_{m\acute{a}x} = \exp\left\{-\left[1 - \frac{\beta(x - x_0)}{\alpha}\right]^{1/\beta}\right\} \quad (4.1)$$

donde a, b, y x_0 son los parámetros de escala, forma y ubicación, respectivamente.

La forma inversa de la Ecuación (4.1) es:

$$x = x_0 + \alpha \frac{\left\{1 - [-\ln(F(x)_{m\acute{a}x})]^\beta\right\}}{\beta} \quad (4.2)$$

IV.2.1 Método de los momentos de probabilidad pesada

Por definición (Greenwood ., 1979) una función de distribución de probabilidad, $F(x) = \text{Prob}(X \leq x)$, puede ser caracterizada por sus momentos de probabilidad pesada:

$$M_{l,j,k} = \int_0^1 x^l F^j(x) (1 - F(x))^k dF(x) \quad (4.3)$$

donde l , j y k son números reales. Si se toma la siguiente convención (Greenwood et. al, 1979):

$$M_{l,j,k} = M_{(k)} \quad (4.4)$$

un estimador insesgado de $M_{(k)}$ es (Landwher et. al, 1979):

$$\bar{M}_{(k)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-k} x_i \frac{\binom{n-i}{k}}{\binom{n-1}{k}} \quad (4.5)$$

y k es un entero no-negativo y las x_i , $i = 1, 2, \dots, n$, han sido ordenadas de menor a mayor, $x_{(1)}$ a $x_{(n)}$:

$$x_1 < x_2 < \dots < x_n \quad (4.6)$$

IV.2.2 Estimadores de momentos de probabilidad pesada para la distribución GVE para máximos

Utilizando la Ecuación (4.5), se pueden obtener las siguientes expresiones para la distribución GVE (Raynal-Villaseñor, 1987):

$$M_{(k)} = \left(x_0 + \frac{\alpha}{\beta} \right) \left(\frac{\Gamma(1+k)}{\Gamma(2+k)} \right) - \alpha \Gamma(1+\beta) \frac{\left[1 - \frac{k}{2^{\beta+1}} + \frac{k(k-1)}{2!3^{\beta+1}} - \frac{k(k-1)(k-2)}{3!4^{\beta+1}} \dots \right]}{\beta} \quad (4.7)$$

donde $\Gamma(\cdot)$ es la función Gamma completa.

La Ecuación (4.7) sólo es válida si $b > -1$. Ahora, usando ésta ecuación para generar un sistema de ecuaciones simultáneas, se puede llegar a las siguientes expresiones para los parámetros de la distribución GVE (Raynal-Villaseñor, 1987):

$$\alpha = \frac{(M_{(0)} - 2M_{(1)})\beta}{\Gamma(1+\beta) \left(1 - \frac{1}{2^\beta} \right)} \quad (4.8)$$

$$x_0 = M_{(0)} + \frac{\alpha}{\beta} [\Gamma(1+\beta) - 1] \quad (4.9)$$

$$F(\beta) = 2^\beta (C_{RV} + 2) + \left(\frac{2}{3} \right)^\beta - (C_{RV} + 3) = 0 \quad (4.10)$$

donde la constante C_{RV} puede ser calculada como:

$$C_{RV} = \frac{3M_{(2)} - M_{(0)}}{M_{(0)} - 2M_{(1)}} \quad (4.11)$$

y los momentos de probabilidad pesada pueden ser obtenidos de la siguiente manera:

$$M_{(0)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (4.12)$$

$$M_{(1)} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^{n-1} x_i (n-i) \quad (4.13)$$

$$M_{(2)} = \frac{1}{n(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^{n-2} x_i (n-i)(n-i-1) \quad (4.14)$$

Siendo $\Gamma(\alpha)$ la *función gamma*, definida como:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} e^{-x} dx \quad \text{para } x > 0 \quad (4.15)$$

IV.3 Función de confiabilidad para la obra de excedencias ante avenidas

Partiendo del análisis de las metodologías que permiten evaluar el riesgo presentadas en Marengo (1994), y de las variables de la función de comportamiento, se muestra un procedimiento primario que involucra las variables que intervienen en el análisis de riesgo, el cual se indica en la figura IV.1 (Marengo, 2000).

Dependiendo de los datos disponibles de cada presa, las variables y procesos indicados en dicha ilustración pueden adaptarse al caso; si, por ejemplo, se decidiera utilizar el método de la PMP-AMP, deberá incluirse, en lugar de las variables correspondientes a los métodos estadísticos, las del coeficiente de infiltración, las lluvias máximas, área y longitud de cuenca, etc. (Marengo, 2000).

La función de comportamiento básica ante el problema por desbordamiento (Marengo, 1994) se puede establecer como:

$$G(x) = H_p - h_g \quad (4.16)$$

Siendo H_p un valor fijo por ser la elevación de la corona de la presa y h_g el nivel máximo que se obtiene por el efecto avenidas y que está correlacionado con el nivel inicial H_0 y el gasto pico Q_p , que ya toma en cuenta el efecto del volumen de la avenida, como se muestra esquemáticamente en la figura IV.2, en la que se puede señalar que h_v es la elevación o altura del vertedor (Marengo, 2000).

Para encontrar la función de comportamiento y darle solución se sigue el mismo método que se describió para encontrar y resolver la ecuación de comportamiento de los túneles de desvío, encontrando una relación entre los gastos de entrada y las elevaciones máximas en el embalse que éstos ocasionan, dicha relación se soluciona mediante el método del segundo momento para encontrar la probabilidad de que se sobrepase la altura de la cortina (Marengo, 2000).

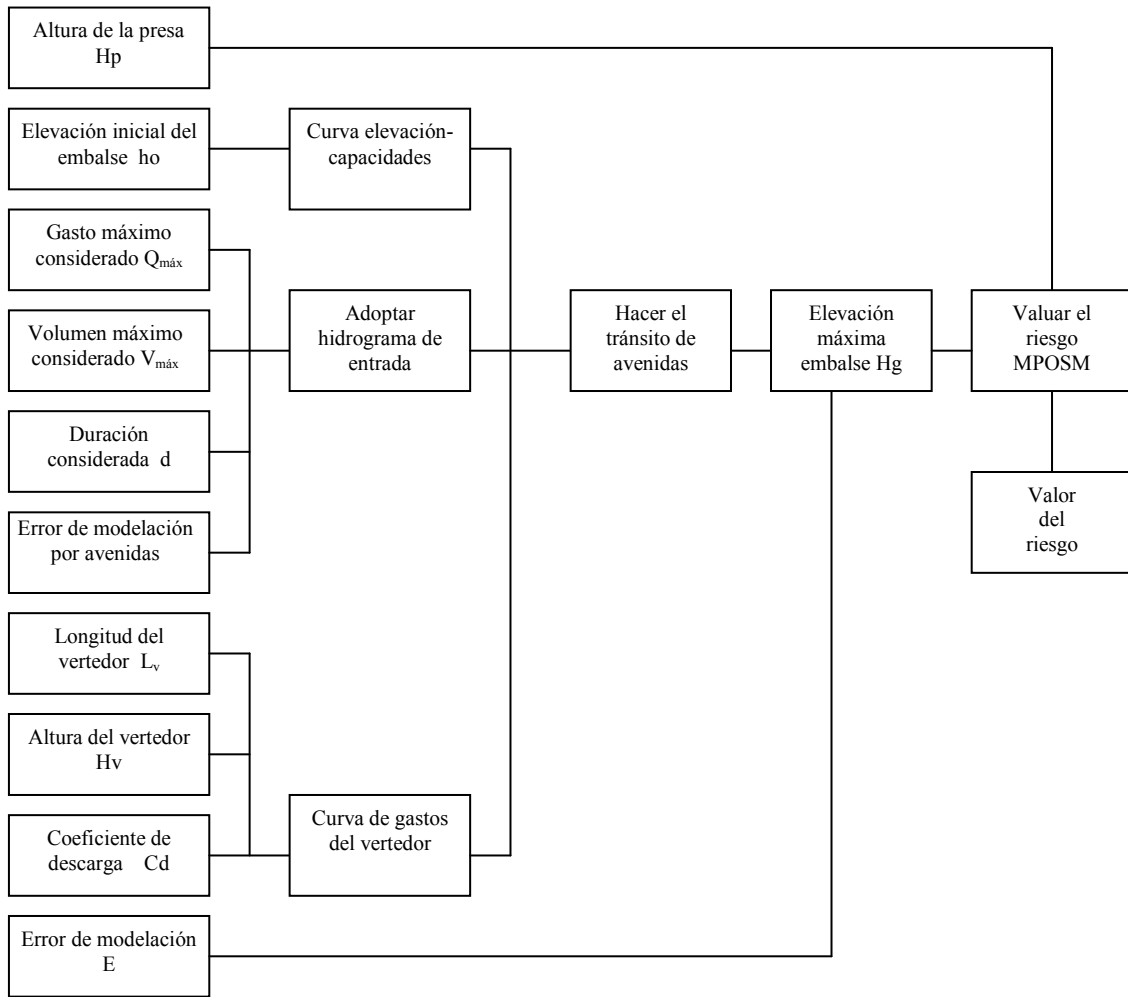


Figura IV.1. Procedimiento para la evaluación del riesgo por desbordamiento ante la ocurrencia de avenidas.

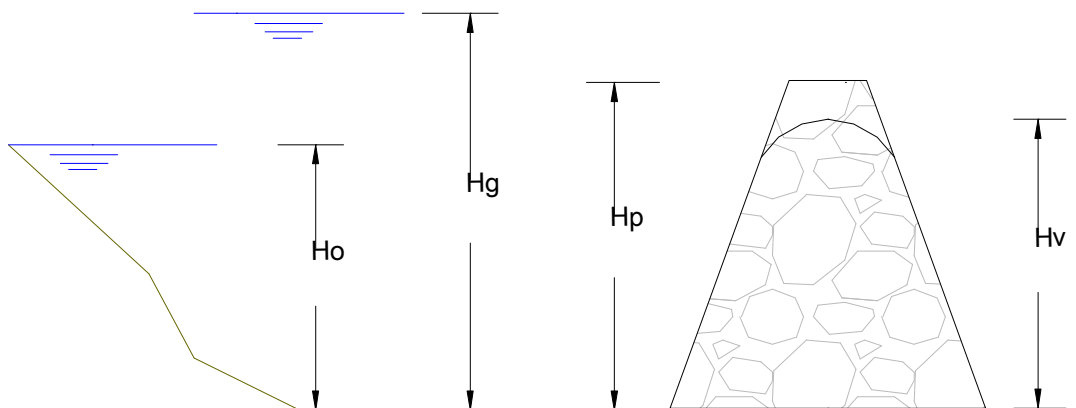


Figura IV.2. Esquema del comportamiento de una presa ante desbordamiento.

El tránsito de avenidas debe considerar para su análisis el hecho de que independientemente de la elevación inicial a la que se encuentra el embalse, las compuertas se abren inmediatamente al alcanzarse la elevación del NAMO de la época de avenidas (Marengo, 2000).

A partir de este momento, se considera que la obra de excedencias funciona como vertedor de cresta libre. Indudablemente, si la política de operación de compuertas se cambia, los resultados antes obtenidos se modifican también, sin dejar de mencionar que una posible forma de obtener una política de operación de compuertas sería aplicar la metodología aquí presentada para definir la que arroja el mínimo riesgo de falla (Marengo, 2000).

Esto, fundamentalmente podría ser fuente de investigaciones futuras y de aplicaciones prácticas del procedimiento que podrían aplicarse a un procedimiento de operación de mínimo riesgo de las presas en la que rija este criterio (Marengo, 2000).

El caso de mayor riesgo es cuando el vertedor se encuentra descargando libremente, por lo que la elevación del embalse para la cual éste fenómeno ocurre podría ser la elevación inicial H_0 para realizar el tránsito de avenidas.

Con el objeto de obtener una familia de datos nivel inicial – gasto pico – nivel inicial, que permitan definir la función de comportamiento antes expuesta, deben realizar tránsitos de avenidas asociados con los distintos niveles iniciales antes mencionados.

Se han probado diversos tipos de modelos de correlación de estas tres variables (H_0 , h_g , Q_p). Se encontró que, entre los modelos analizados (lineal, potencial y exponencial), el mejor modelo corresponde al tipo lineal de la forma (Marengo, 2000):

$$h_g = A + B H_0 + C Q_p \quad (4.17)$$

Así la función de comportamiento antes señalada puede escribirse como:

$$G(x) = H_p - A + B H_0 + C Q_p \quad (4.18)$$

Que es la expresión correspondiente al margen de seguridad.

Mediante el método del segundo momento se obtienen los valores de probabilidad de falla (P_F), índice de confiabilidad (β), riesgo asociado (R) y superficie de falla más probable.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO V

**Aplicación de un caso
práctico:
Proyecto Hidroeléctrico
El Cajón**

V. Aplicación de un caso práctico: Proyecto Hidroeléctrico El Cajón

Cabe recordar que cada corriente natural tiene sus propias características que definirán los criterios que deben emplearse para analizar las dimensiones y número de conductos que deben de emplearse para manejar las aguas de la corriente durante el tiempo que dure la construcción de las obras del aprovechamiento hidráulico que se pretende desarrollar (CFE, 2002). Dado que el objetivo de esta tesis es comparar los resultados entre dos metodologías en este capítulo se presenta parte del informe final de los estudios hidrológicos e hidráulicos elaborado por la CFE para el P. H. El Cajón en julio de 2002 en donde el dimensionamiento de la obra de desvío y de la obra de excedencias se realizó mediante el método tradicional o determinístico.

V.1 Información general

El P. H. El Cajón, Nay., está conceptualizado como una planta para suministrar energía pico con potencia total instalada de 750 MW y producción media anual de 1,228 GWh, y será el segundo Proyecto Hidroeléctrico en potencia y generación del Sistema Hidrológico Santiago (Figura V.1) después de la Central Aguamilpa. Este sistema comprende los ríos Santiago, Huayanamota, Bolaños, Juchilpa, Verde y el Lago de Chapala; y contempla a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4,300 MW, del cual sólo se ha desarrollado el 32 por ciento mediante la construcción de seis centrales.

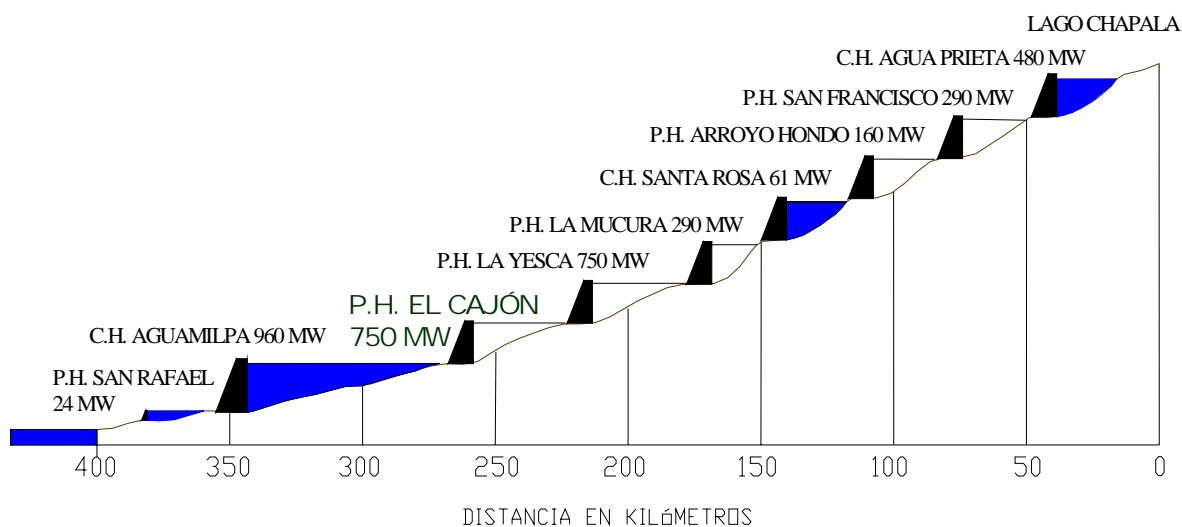


Figura V.1 Sistema Hidrológico Santiago.

Los beneficios que representa el P. H. El Cajón al estado de Nayarit se muestran en la tabla V.1.

Beneficios del P. H. El Cajón, Nay.
Generación Media anual de 1,228 GWh (ahorro de 2 millones de barriles de combustible al año).
Creación de 10,000 empleos
Importante derrama económica en la región
Aumentar la generación firme de C. H. Aguamilpa
Mejorar las vías de acceso fluviales y terrestres de la zona
Diversificar las fuentes primarias de energía en el Sistema Eléctrico Nacional

Tabla V.1 Beneficios del P. H. El Cajón, Nayarit.

El P. H. El Cajón, Nay., consiste en un contrato mixto de obra pública financiada para la construcción de las obras civiles para una presa de enrocamiento con cara de concreto, obras electromecánicas y obras asociadas, procura, montaje, ingeniería, transporte, pruebas y puesta en servicio de dos unidades turbogeneradoras equipadas y con valores garantizados de potencia a diferentes caídas hidráulicas, las cuales en condiciones de diseño y es su conjunto no podrán tener una potencia menor de 750 MW. Se trata de la primera obra Hidroeléctrica del tipo “Ingeniería, Procuración y Construcción”.

La inversión total aproximada es de 750 millones de dólares. Del orden de un 90 por ciento de la oferta fue a cotizada a precio alzado y lo restante a precios unitarios. Cabe señalar que la obra civil en este proyecto representa un poco menos del 80 por ciento del total.

De conformidad con la oferta y atendiendo las bases de licitación, el proyecto tiene una duración de cuatro años cuatro meses, tiempo durante el cual los recursos monetarios deberán ser obtenidos y financiados por la empresa constructora.

El sitio para la construcción de las obras del proyecto se encuentra a 47 Km. en línea recta de la ciudad de Tepic, en dirección sureste. En el Estado de Nayarit al oriente de la Ciudad de Tepic en los municipios de La Yesca y Santa María del Oro, en terrenos comunales del poblado Cantiles, sobre el río Santiago a 60 Km. aguas arriba de la C. H. Aguamilpa; sus coordenadas geográficas son 21° 25'41'' de altitud norte y 104° 27'14'' de longitud oeste, ver figura V.2.

El proyecto se distingue por ser uno de los tres más altos en el mundo con una cortina de enrocamiento con cara de concreto, tendrá las turbinas más grandes que se hayan instalado en México, con capacidad cada una de 375 MW y aportará al sistema nacional del orden de un 2 por ciento de la producción de energía eléctrica. En la siguiente imagen fotográfica de la maqueta del proyecto (Figura V.3) se han indicado los cinco bloques de obras en que se han agrupado todos los frentes de trabajo y que se describen más adelante:

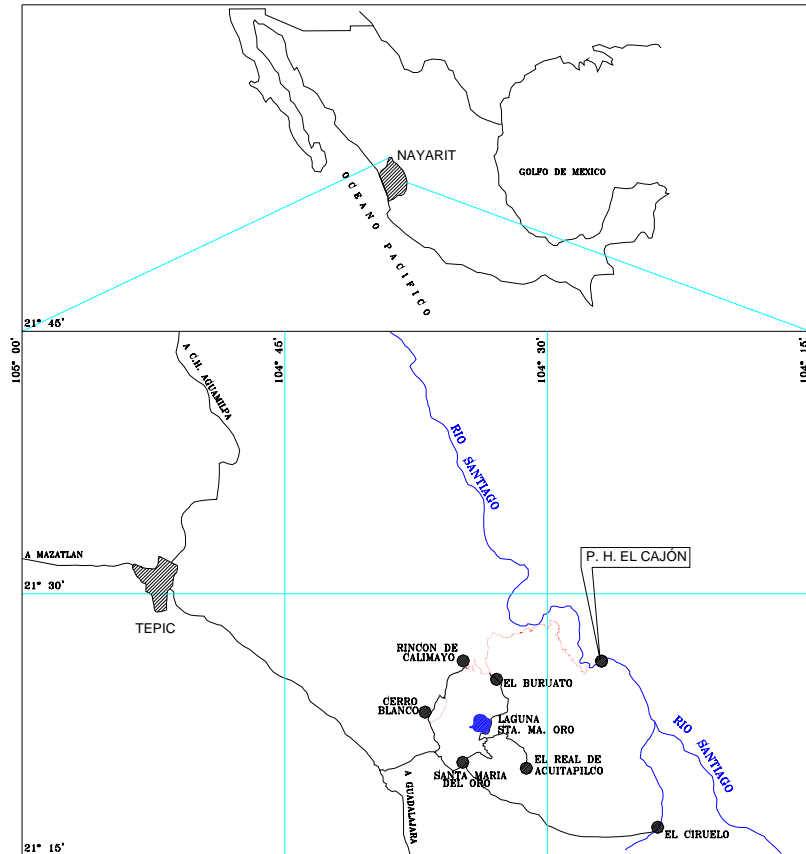


Figura V.2. Acceso al sitio.

- 1) Desvío 2) Contención, 3) Generación, 4) Excedencias y 5) Obras Asociadas.

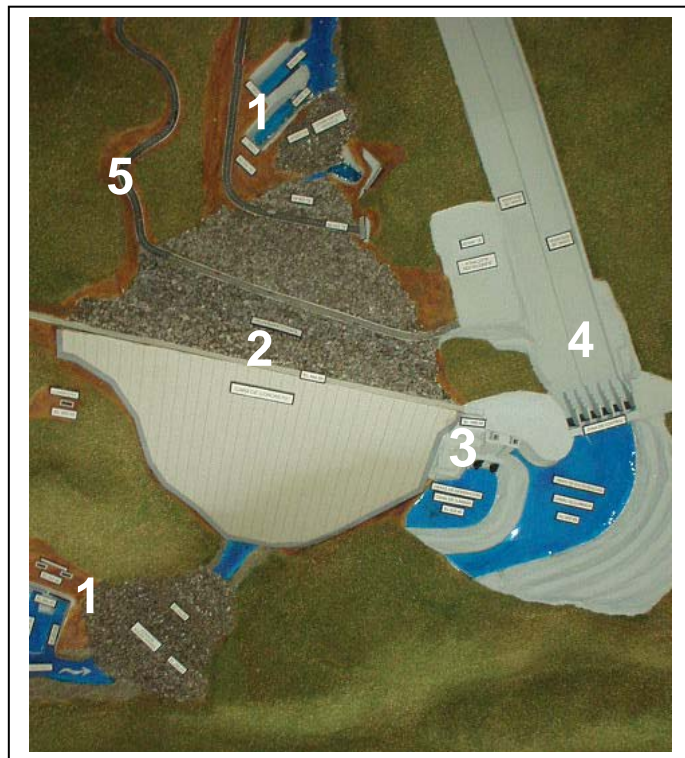


Figura V.3. Vista general de una maqueta del proyecto.

En la siguiente tabla se muestran los datos más importantes del P. H. El Cajón, Nay.:

Datos generales	
Cliente	Comisión Federal de Electricidad (CFE)
Esquema económico de contrato	Contrato Mixto de Obra Pública Financiada
Cotización	Precio Alzado (91 por ciento) y Precios Unitarios (9 por ciento)
Fecha de Inicio	Abril de 2003
Plazo	Febrero, Mayo y Agosto de 2007
Obra de contención	Cortina de materiales graduados con cara de concreto
Obra de desvío	Dos túneles de sección portal y dos ataguías
Obras subterráneas	Excavación de 1,602 m de túneles
Casa de máquinas	Subterránea equipada con dos turbogeneradores de 375MW cada uno
Vertedor	2 canales a cielo abierto
Equipamiento	2 turbinas tipo Francis de 380 MW
Volúmenes de excavación	
Canal de llamada	2'838,000 m ³
Estructura de control	490,000 m ³
Canal de descarga 1ª etapa	633,000 m ³
Canal de descarga 2ª etapa	429,000 m ³
Casa de máquinas	80,500 m ³
Galería de oscilación	61,000 m ³
Obra de desvío	
Longitud del Túnel 1	706 m
Longitud del Túnel 2	811 m
Sección de los Túneles (Tipo Portal)	14 x 14 m
Gasto máximo	6500 m ³ /s
Cortina	
Tipo	Enrocamiento con cara de concreto
Altura de la corona	188 m
Longitud de la corona	550 m
Volumen de materiales	10'435,000 m ³
Volumen de la cara de concreto	51,200 m ³
Obra de excedencias	
Ubicación	Margen Derecha
Tipo	Dos canales de concreto revestido
Tipo de Compuertas	6 compuertas radiales de 12 x 19 m
Longitud Promedio	700 m
Gasto Máximo	15,000 m ³ /s
Elevación de la cresta	396 m.s.n.m.
Periodo de retorno	10,000 años

Tabla V.2 Datos del P. H. El Cajón, Nayarit.

Casa de máquinas	
Tipo	Subterránea
Dimensiones (ancho, largo, alto)	20 x 100 x 50 m
Número de turbinas	2 Unidades tipo Francis
Potencia nominal por turbina	380 MW
Generación media anual	1'230,000 GW h
Galería de oscilación	
Dimensiones (ancho, largo, alto)	16 x 78.5 x 65 m
Elementos de cierre	4 compuertas de 7.15 x 8.15 m

Tabla V.2 Datos del P. H. El Cajón, Nayarit. Continuación...

V.1.1. Obras de Desvío.

La obra de desvío consiste en dos túneles, uno de 706 y otro de 811 m de longitud en la margen izquierda; cada túnel tiene una sección portal de 14 m de ancho y 14 m de altura. La excavación lleva un revestimiento de concreto lanzado y anclaje, salvo en sitios de condiciones geológicas adversas se incluyeron marcos metálicos. El revestimiento final consiste en muros de 50 cm de espesor y se completa en forma continua en la bóveda en donde la geología fue adversa y en sitios donde trabajará a presión. La obra de desvío se complementa con 2 ataguías de materiales graduados, con núcleo impermeable, cuyo volumen suma cerca de 600 000 m³. El conjunto de obras de desvío puede manejar una avenida de 6 481 m³/s de gasto de salida. (Figura V.4).

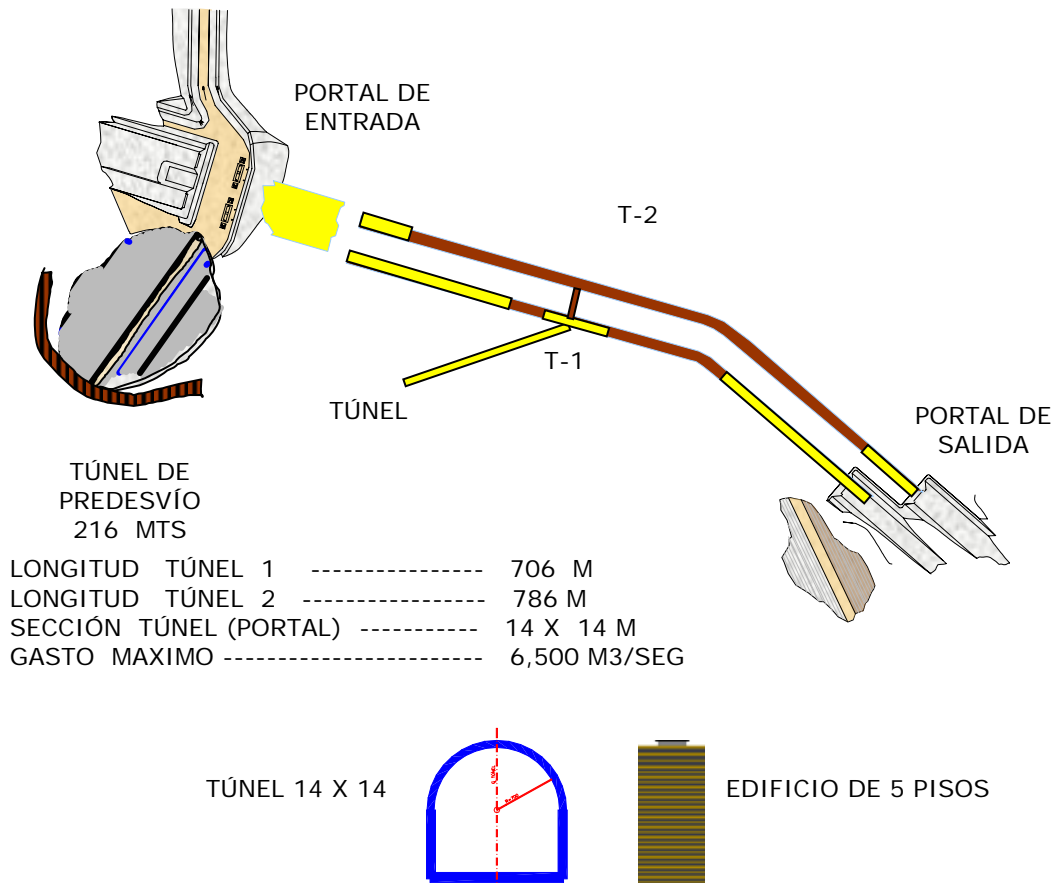


Figura V.4. Esquema de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

V.1.2 Obra de Excedencias

La Obra de excedencia, como su propio nombre indica, tiene la finalidad de desalojar el agua del río cuando el cauce de éste sobrepase la capacidad máxima de diseño de la cortina, es decir, la obra de excedencias es una obra destinada específicamente al control de avenidas para garantizar el gasto requerido y la seguridad de las estructuras.

La obra de excedencias es de concreto armado en su totalidad y constará de tres estructuras que funcionarán en forma conjunta. El canal de llamada corresponde a la entrada de la obra de excedencias y consta de losa de piso y muros laterales de contención y/o recubrimiento. La estructura de control es la parte media y es propiamente la destinada a regular el nivel requerido en la presa y obras de generación y consta de cimacio, muros laterales y pilas intermedias (en las cuales operan las compuertas) y losa-puente sobre ellas (para mover y operar la grúa pórtico ó estructura similar de izaje). La estructura de control se prevé compuesta por 6 compuertas radiales de 12 x 19 m. El canal de descarga es la parte de salida de la obra y consta de losa de piso y muros laterales de contención y/o recubrimiento.

La longitud total promedio de la obra de excedencias es de 700 m. Los canales se encuentran diseñados para permitir el paso de un gasto máximo de 15,000 m³/s. Algunos detalles y el esquema de la obra de excedencias se muestran en la tabla V.3 y en la figura V.5 respectivamente.

Ubicación	Margen Derecha
Tipo	Dos Canales de concreto revestido
Tipo de Compuertas	6 compuertas radiales de 12 x 19 M
Longitud Promedio	700 M
Gasto Máximo	15,000 M³/S
Elevación de la Cresta	372 M
Período de Retorno	10,000 AÑOS
Excavaciones a cielo abierto (incluye canal de llamada)	4 840 802 M³
Concretos	156 786 M³
Concreto lanzado	6 380 M³

Tabla V.3. Datos de la obra de excedencias del P. H. El Cajón

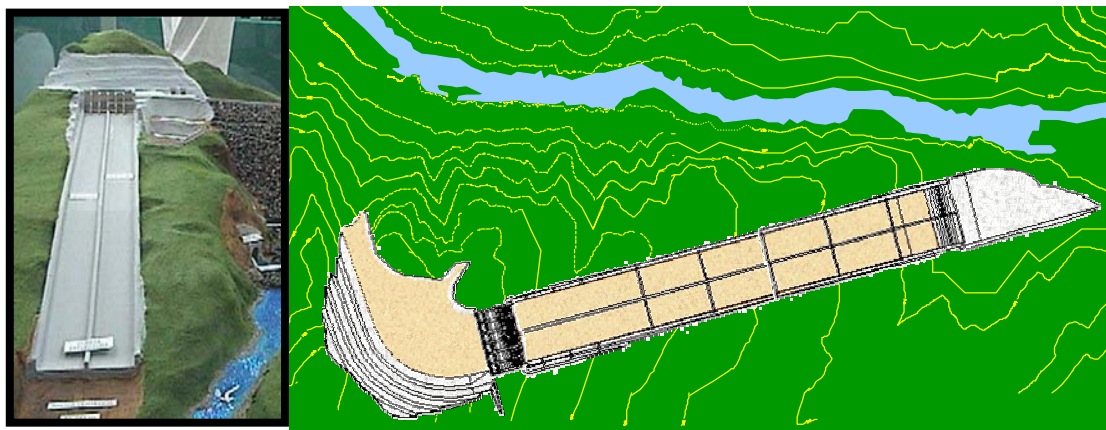


Figura V.5. Esquema de la obra de Excedencias del P. H. El Cajón.

V.2. Estudios hidrológicos e hidráulicos

La Subgerencia de Anteproyectos, (SA), por conducto del Centro de Anteproyectos del Pacífico Norte (CAPN) y del Departamento de Ingeniería Básica (DIB), realizó, entre los años de 1991 y 1999, una exhaustiva investigación y recopilación de la información hidrométrica y climatológica en la cuenca del río Santiago, así como de la información referente a las obras de infraestructura hidráulica en operación y en programa, y la relativa a los usos de agua actuales y futuros, con la finalidad de determinar los parámetros energéticos asociados al futuro aprovechamiento hidroeléctrico El Cajón. Esta labor de recopilación, estudio y análisis abarcó desde la Presa Pochitlán, en el estado de Jalisco, hasta la desembocadura del río Santiago al Océano Pacífico, en Nayarit.

V.2.1 Esgurrimientos medios

V.2.1.1 Características de la cuenca

Las características físicas de la cuenca es estudio, fueron relevantes para analizar la respuesta hidrológica de la cuenca misma y dentro de éstas se pudieron observar, por ejemplo; la forma, tiempo pico, tiempo base, gasto pico, etc., de las avenidas que se presentaron, y recíprocamente, el carácter hidrológico de la cuenca contribuyó sobre manera a formar sus características físicas, dentro de las cuales se destacaron:

- La boquilla del proyecto se localiza a 68 km aguas debajo de la confluencia de los ríos Santiago y Bolaños.
- La longitud del cauce desde el lago de Chapala es de 322.5 km y su desnivel y pendiente media entre este último y el eje de la cortina son de 1 307 m y 0.4 por ciento, respectivamente.
- El área de la cuenca drenada es de 54 198 km², comprendida desde la presa Corona hasta el sitio de estudio.
- El área de la cuenca propia del sitio del P. H. El Cajón, sin incluir las áreas tributarias de las estaciones hidrométricas, (e. h.), El Caimán y La Yesca, es de 2 208 km².

V.2.1.2 Información hidrológica disponible

La cuenca del río Santiago, se encuentra delimitada desde la presa Corona hasta el sitio P. H. El cajón, se puede considerar como una cuenca con buen control hidrométrico, como se observa, por contar con:

- 1) La ubicación y número de estaciones hidrométricas en el cauce principal y sus tributarios, en total del orden de 17 estaciones,
- 2) Por los periodos de registro, que oscilan en algunos casos entre los años de 1949 y 1999, y
- 3) Por la confiabilidad y homogeneidad de la información.

La tabla V.4 contiene un resumen de la información hidrológica disponible, como es: área drenada, volumen medio anual y gastos máximos registrados entre otras más, obtenida de la mayoría de las estaciones hidrométricas instaladas sobre el río Santiago y sus afluentes.

Para determinar las aportaciones al sitio del proyecto, se tomaron como secciones de control los registros de escurrimiento mensual de las estaciones hidrométricas: La Yesca, instalada sobre el río Santiago, aguas arriba de la confluencia del río Bolaños y El caimán, localizada en la parte baja del río Bolaños casi en su confluencia con el río Santiago. Para estas estaciones el periodo de registro comprende de 1949 a 1999.

La localización de estas estaciones antes mencionadas se presenta en la figura V.6.

A partir de estos datos, se estimó la disponibilidad futura del agua en el proyecto. Debe mencionarse que para el estudio hidrológico realizado en 1994 se utilizó la información de escurrimientos, proporcionada por la División Hidrométrica Michoacán para las estaciones El Caimán y La Yesca. Para la validación realizada en 1999, se solicitó la actualización de los registros de dichas estaciones a la misma división hidrométrica; sin embargo los datos proporcionados presentaron incongruencias en los volúmenes escurridos y difieren de la información enviada por el área de Operación de CFE, para el mismo periodo, por lo que fue necesario validar la información principalmente en la estación El Caimán, para los años de 1987 a 1997.

Realizado lo anterior, y como primera consideración, se eliminaron las aportaciones del Lago de Chapala al río Santiago, restando los valores históricos de la e. h. Corona, en virtud de que a partir de 1988 la aportación ha sido nula debido a los usos del agua en la cuenca del río Lerma.

Otra consideración hecha es que parte de los escurrimientos del río Verde no llegan, ni llegarán al sitio del proyecto, ya que deben entregarse como dotación al estado de Guanajuato. Lo anterior de acuerdo al Diario Oficial de la federación de fecha 17 de noviembre de 1997.

Con el fin de determinar exclusivamente los escurrimientos de la cuenca del río Santiago hasta el sitio del proyecto, se restaron también los retornos históricos de aguas negras de la zona Metropolitana de Guadalajara al río Santiago.

Además de analizar el periodo 1949-1999, se utilizó también el periodo 1979-1999, porque los escurrimientos del río Santiago aguas abajo del Lago de Chapala han disminuido a partir de 1978, llegando a la situación que desde el año de 1984 han sido prácticamente nulos.

El planteamiento para determinar los usos futuros que afectarán los escurrimientos del río Santiago se realizó con la información existente sobre el programa actual y futuro de fuentes de abastecimiento de agua para la zona metropolitana de Guadalajara. Con esta información se inició una proyección que involucró el crecimiento de la población a una tasa del 1.0 por ciento anual, reportada en los últimos análisis de población, y una demanda que considera una dotación media de 250 lt/hab/día, entre uso doméstico e industrial y cuyos resultados son para el periodo de 1998-2048.

Estación Hidrométrica	Corriente	Área drenada (km ²)	Período	Volumen medio anual (millones m ³)	Gasto máximo registrado (m ³ /s)
Caporal	Santiago	75 574	1955-1985	8 444	
Yago	Santiago	75 381	1942-1955	7 304	6 754
C. H. Aguamilpa			1942-1992	6 948	9 334
El Carrizal CFE	Santiago	73 834	1963-1992	7 597	9 334
Huaynamota	Huaynamota	17 528	1952-1957	1 493	2 140
Huaynamota II	Huaynamota	17 125	1958-1985	2 203	2 465
P. H. El Cajón				3 906	6 223
La playa CFE	Santiago	54 198	1994-1995		
El Caimán	Bolaños	14 755	1949-1999	877	1 473
La Yesca	Santiago	37 173	1949-1999	3 029	6 223
Paso de Analco CFE	Santiago	36 852	1963-1988	3 153	5 632
Santa Rosa I	Santiago	34 967	1952-1957	2 338	2 078
Santa Rosa II	Santiago	34 974	1958-1971	3 737	4 475
Santa Rosa II CFE	Santiago	34 974	1959-1992		4 378
C. H. Manuel M. Domínguez					
Cuixtla	Cuixtla	854	1952-1982	132	1 000
San Cristóbal I	Santiago	32 950	1952-1959	2 634	1 484
San Cristóbal II	Santiago	24 397	1960-1985	2 507	3 488
La Boquilla	Juchipila	8 534	1949-1985	322	1 295
Puente Arcediano CFE	Santiago	22 953	1952-1992		

Tabla V.4. Estaciones hidrométricas de la cuenca del río Santiago.

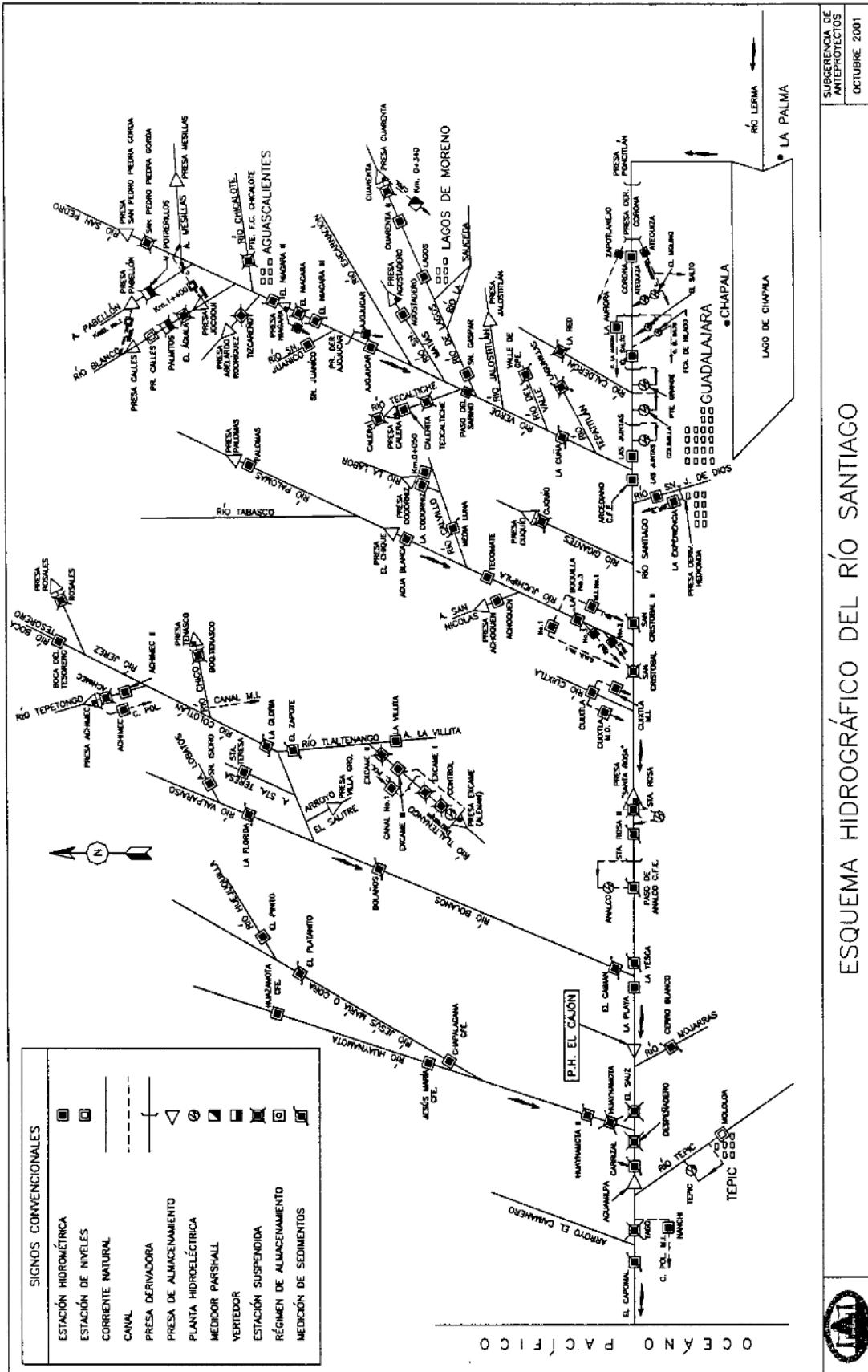


Figura V.6. Ubicación de estaciones hidrométricas en la cuenca del río Santiago.

De la proyección efectuada se observó que el río Verde dejará de aportar parte de su caudal al río Santiago por contribuir al abastecimiento de agua potable de la zona metropolitana de Guadalajara.

Para continuar con el análisis se consideró un retorno de aguas negras del 70 por ciento al río Santiago con una tasa de crecimiento de la población del 1.0 por ciento.

Como conclusión, los escurrimientos medios estimados sobre el río Santiago se resumen en la tabla V.5.

Período	Escurrencimiento medio estimado (Mm ³)
<i>Factor de retorno: 70 por ciento con tasa 1 por ciento</i>	
1998-2048 (1949-1999)	3 326.35
2028-2048 (1979-1999)	2 903.15

Tabla V.5. Escurrencimientos medios estimados sobre el río Santiago.

El registro de los escurrimientos mensuales adoptados para el sitio del P. H. El Cajón, Nayarit, se integró con base en los registros históricos y en los usos actuales y futuros del caudal del río Santiago. La información así determinada comprendió los años de 1949 a 1997. Posteriormente, la Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos indicó que dicho registro se modificara para tomar en consideración las recomendaciones emitidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Finalmente, se acordó completar el período del registro hasta el año de 1999. (Ver tabla V.6)

Con el objeto de establecer una manera genérica para clasificación del régimen del escurrimiento del río Santiago en el sitio de El Cajón, se aplicó el siguiente criterio: Se calcularon los parámetros estadísticos (media y desviación estándar promedio) de los valores anuales de la muestra integrada por el registro de escurrimientos de 1949 a 1999.

El intervalo para determinar si el escurrimiento anual se establece como perteneciente a un año medio se definió con base en los valores límite obtenidos mediante la suma de los valores de la media y de la desviación media así como la resta del valor de la desviación estándar promedio respecto del valor de la media. La comparación de las magnitudes de los escurrimientos anuales contra los valores límite, establecieron también la excedencia o escasez del escurrimiento para poder denominarlo año húmedo o año seco respectivamente.

La aplicación de este criterio se presenta en la tabla V.7 en donde se puede apreciar la ocurrencia de 11 años húmedos, 29 años medios y 11 años secos. Estos resultados señalan que para el periodo de 51 años analizado poco más del 55 por ciento del tiempo se presentan años medios y el tiempo restante se reparte equitativamente en años secos y años húmedos.

Adicionalmente, el análisis de periodos de diferente duración (períodos de 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 años) indican que la tendencia de la ocurrencia se conserva ya que se obtuvieron promedios de ocurrencia de años medios del orden de 57 por ciento en tanto que el promedio de años húmedos varía de 22 hasta 25 por ciento y el de años secos de 19 a 20 por ciento.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS EN EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN

AÑO DE REF.	ESCURRIMIENTOS FUTUROS MENSUALES, EN MILLONES DE m ³													ANUAL
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
1949 - 1998	72.32	64.68	66.17	64.82	58.14	245.40	746.36	476.73	240.19	153.10	66.04	67.64	2321.59	
1950 - 1999	72.02	54.32	65.93	50.28	47.83	220.59	499.16	298.38	361.71	118.83	68.66	71.67	1929.38	
1951 - 2000	72.38	66.45	77.62	69.83	67.69	180.04	626.02	434.80	308.91	95.88	95.26	82.55	2177.43	
1952 - 2001	51.44	45.32	48.10	40.92	47.23	204.72	582.94	630.20	384.75	208.64	83.55	63.94	2391.75	
1953 - 2002	63.99	58.90	53.06	45.77	48.25	151.84	336.55	810.91	585.87	133.25	108.92	105.07	2502.38	
1954 - 2003	70.53	52.33	60.27	62.32	60.18	249.20	537.48	469.69	140.10	164.91	64.93	68.25	2000.19	
1955 - 2004	75.37	61.06	60.18	38.82	34.31	62.45	533.09	1745.73	1287.95	572.38	94.83	79.02	4645.19	
1956 - 2005	75.32	69.90	64.50	61.91	104.04	265.47	1012.45	1036.43	309.73	69.36	39.91	54.46	3163.48	
1957 - 2006	74.73	67.06	63.76	61.38	58.27	63.99	215.55	206.44	277.81	122.73	60.18	65.90	1337.80	
1958 - 2007	70.58	55.75	62.51	53.13	56.34	270.06	1451.59	696.37	1691.41	1155.07	1006.35	196.65	6765.81	
1959 - 2008	120.01	71.41	65.24	241.92	93.76	218.18	831.38	1243.80	397.71	251.33	168.08	84.08	3786.90	
1960 - 2009	72.64	63.61	58.99	57.70	58.53	69.83	465.67	877.85	430.80	84.21	76.92	88.30	2405.05	
1961 - 2010	83.34	66.36	66.71	50.94	68.21	177.74	997.10	899.78	320.37	116.73	78.30	65.88	2991.46	
1962 - 2011	64.68	64.53	51.66	48.58	49.00	237.56	633.14	247.82	842.63	317.88	101.58	87.72	2746.78	
1963 - 2012	76.91	69.04	69.10	59.70	66.82	171.89	1345.16	1203.03	716.84	384.06	112.34	194.67	4469.56	
1964 - 2013	155.67	38.72	18.54	17.94	43.74	147.24	277.67	368.20	906.55	449.43	88.03	89.51	2601.24	
1965 - 2014	74.86	50.29	110.98	96.72	109.78	178.47	221.12	2038.37	1273.18	551.46	156.36	120.64	4982.23	
1966 - 2015	95.15	101.86	80.14	96.30	34.67	201.80	424.81	1259.96	788.37	270.22	85.97	78.21	3517.46	
1967 - 2016	118.71	81.23	88.01	114.20	128.21	178.33	726.94	1748.00	3338.55	830.56	265.42	167.67	7785.83	
1968 - 2017	99.57	94.30	229.87	74.61	85.09	136.71	861.95	1138.57	869.71	178.52	74.57	98.31	3941.78	
1969 - 2018	93.27	103.44	125.29	90.38	98.14	117.50	315.40	150.73	209.80	139.71	58.30	46.73	1548.69	
1970 - 2019	55.96	49.03	86.11	107.73	80.28	181.33	726.69	703.80	938.19	492.55	81.56	61.38	3564.61	
1971 - 2020	77.58	62.87	81.50	86.20	118.88	247.34	687.72	1760.19	1351.79	982.83	223.52	116.25	5796.67	
1972 - 2021	86.76	126.20	126.84	82.31	99.99	135.27	233.24	386.99	375.18	84.54	57.16	122.78	1917.26	
1973 - 2022	117.96	38.85	43.30	87.61	104.99	130.80	1460.90	4119.05	1450.11	448.41	183.81	77.22	8263.01	
1974 - 2023	77.57	77.62	113.60	48.49	114.88	146.26	504.30	442.18	377.34	109.17	49.37	59.60	2120.38	
1975 - 2024	62.88	122.94	87.21	91.86	82.32	152.26	1249.98	2026.57	548.93	88.48	50.57	48.72	4612.72	
1976 - 2025	71.76	92.11	103.23	80.71	69.33	98.34	2077.27	865.51	487.22	561.73	400.29	282.15	5189.65	
1977 - 2026	126.68	78.72	129.43	120.63	130.86	291.81	865.04	453.94	1491.29	114.21	53.93	70.81	3927.35	
1978 - 2027	75.59	78.00	101.88	118.15	124.37	170.34	326.23	334.53	646.46	1157.15	81.19	60.35	3274.24	
1979 - 2028	71.36	65.49	112.21	105.21	108.95	111.19	233.65	572.29	311.19	30.22	40.36	36.05	1798.17	
1980 - 2029	53.40	62.09	82.03	75.05	100.01	111.23	380.73	514.20	370.88	158.43	85.56	62.04	2055.65	
1981 - 2030	55.09	41.32	50.07	52.39	77.50	192.35	928.87	477.26	415.01	107.97	95.22	132.89	2625.94	
1982 - 2031	59.98	44.81	39.84	51.60	57.30	54.80	493.55	337.94	101.51	62.61	51.58	51.72	1407.24	
1983 - 2032	144.56	100.25	111.96	106.94	118.14	181.57	809.08	1021.78	778.10	351.40	185.65	134.10	4043.53	
1984 - 2033	66.15	45.71	44.56	42.96	30.29	310.95	1212.78	1110.56	588.72	127.81	70.80	72.66	3723.95	
1985 - 2034	76.14	66.78	98.30	83.89	67.14	204.91	543.71	749.58	318.68	181.32	111.39	94.64	2596.48	
1986 - 2035	67.52	56.12	60.56	78.95	111.60	244.06	724.99	323.77	449.51	354.52	143.69	105.36	2720.65	
1987 - 2036	119.06	126.14	141.31	100.35	97.19	237.08	368.92	555.66	591.52	260.15	97.63	105.17	2800.18	
1988 - 2037	62.99	38.78	103.50	91.51	93.40	113.44	614.53	1092.61	561.65	150.64	65.68	98.08	3086.81	
1989 - 2038	56.76	120.47	155.11	79.83	82.77	116.38	363.60	458.62	468.21	195.62	119.02	116.83	2333.22	
1990 - 2039	70.67	103.00	94.50	87.00	119.07	142.07	380.35	2281.82	1257.86	414.36	181.10	81.67	5213.47	
1991 - 2040	51.84	57.08	104.26	100.73	84.55	112.24	3093.40	659.65	784.55	178.68	32.78	36.96	5296.72	
1992 - 2041	1985.40	681.85	140.41	148.25	135.49	120.61	195.61	425.28	277.53	490.02	146.80	112.60	4859.85	
1993 - 2042	108.90	91.86	122.81	112.19	130.24	124.38	601.08	309.37	459.84	147.10	81.85	82.47	2372.09	
1994 - 2043	57.53	47.81	72.87	137.11	103.97	179.81	150.41	204.02	450.31	175.91	79.86	83.54	1743.15	
1995 - 2044	44.26	55.45	90.88	85.24	54.76	191.49	548.66	1133.69	743.51	214.80	128.55	101.66	3392.95	
1996 - 2045	65.61	43.45	42.50	35.13	126.34	165.52	259.01	268.77	601.28	432.66	122.83	66.26	2229.36	
1997 - 2046	68.60	66.71	106.46	146.16	116.25	159.61	284.73	170.19	192.55	75.65	72.94	74.89	1534.74	
1998 - 2047	108.57	86.09	91.82	150.02	110.24	133.44	312.81	435.22	836.93	654.38	128.25	114.85	3162.62	
1999 - 2048	90.73	70.92	58.82	96.04	96.44	133.90	325.84	353.28	405.20	168.69	99.53	69.04	1968.43	
Media	117.48	82.33	85.97	84.09	85.60	169.49	678.42	833.92	672.82	300.79	123.08	92.35	3326.33	
Mediana	72.64	66.36	81.50	82.31	85.09	170.34	543.71	572.29	487.22	178.68	85.97	82.47	2800.17	
Desv. Est.	267.90	88.77	36.56	37.98	29.62	60.04	521.23	709.69	536.98	269.08	141.37	43.70	1579.02	

Tabla V.6. La Yesca + El Caimán + Cuenca propia + Retornos futuros de aguas negras (1998-2046) – Dotación a Gto. (Diario Oficial 17-nov-97) – Est. Corona – Usos Futuros (río Verde) – Retornos históricos (1949-1999) al 70 por ciento.

VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO ANUAL (MILLONES DE M ³)											
Año	Volumen anual	Clasificación	Clasificación			Año	Volumen anual	Clasificación	Clasificación		
			Húmedo	Medio	Seco				Húmedo	Medio	Seco
1949	2 321.59	Medio		1949		1975	4612.72	Húmedo	1975		
1950	1 929.39	Seco			1950	1976	5189.67	Húmedo	1976		
1951	2 177.42	Medio		1951		1977	3927.34	Medio		1977	
1952	2 391.74	Medio		1952		1978	3274.22	Medio		1978	
1953	2 502.37	Medio		1953		1979	1978.16	Seco			1979
1954	2 000.19	Seco			1954	1980	2055.64	Seco			1980
1955	4 645.19	Húmedo	1955			1981	2625.94	Medio		1981	
1956	3 163.46	Medio		1956		1982	1407.22	Seco			1982
1957	1 337.81	Seco			1957	1983	4043.53	Medio		1983	
1958	6 765.81	Húmedo	1958			1984	3723.95	Medio		1984	
1959	3 786.90	Medio		1959		1985	2596.48	Medio		1985	
1960	2 405.04	Medio		1960		1986	2720.66	Medio		1986	
1961	2 991.44	Medio		1961		1987	2800.17	Medio		1987	
1962	2 746.77	Medio		1962		1988	3086.83	Medio		1988	
1963	4 469.56	Medio		1963		1989	2333.22	Medio		1989	
1964	2 601.23	Medio		1964		1990	5213.49	Húmedo	1990		
1965	4 982.22	Húmedo	1965			1991	5296.72	Húmedo	1991		
1966	3 517.45	Medio		1966		1992	4859.84	Húmedo	1992		
1967	7 785.81	Húmedo	1967			1993	2372.11	Medio		1993	
1968	3 941.78	Medio		1968		1994	1743.16	Seco			1994
1969	1 548.70	Seco			1969	1995	3392.97	Medio		1995	
1970	3 564.59	Medio		1970		1996	2229.37	Medio		1996	
1971	5 796.64	Húmedo	1971			1997	1534.73	Seco			1997
1972	1 917.27	Seco			1972	1998	3163.62	Medio		1998	
1973	8 263.00	Húmedo	1973			1999	1968.43	Seco			1999
1974	2 120.39	Medio		1974		Total			11	29	11

Tabla V.7 Análisis estadístico.

V.2.2 Gastos máximos anuales

El sitio del P. H. El Cajón, Nay., se localiza a pocos kilómetros, aguas abajo, de la confluencia del río Bolaños con el río Santiago.

Las estaciones hidrométricas más cercanas al sitio del proyecto son: La Yesca, sobre el río Santiago y El Caimán sobre el río Bolaños, lo cual permitió integrar el registro de gastos máximos anuales a considerar para el P. H. El Cajón.

La información disponible comprende el período 1949-1999, con excepción de los años 1983-1987, 1988 y 1990, debido a que no existen datos durante estos años, por lo que se tiene en total 47 años de registro.

Se consideró aceptable el gasto máximo histórico para el P. H. El Cajón de 7 191 m³/s que resulta de la suma de los 6 222 m³/s y los 969 m³/s registrados en las estaciones hidrométricas de La Yesca y El Caimán respectivamente el 17 de Agosto de 1973.

V.2.3 Determinación de la avenida de diseño de la obra de desvío

La avenida máxima de diseño de la obra de desvío se obtiene a partir del análisis probabilístico de la muestra de gastos máximos anuales para el sitio El Cajón, obtenida anteriormente.

Para asociar la magnitud del gasto máximo con su frecuencia o período de retorno, se emplean diferentes modelos probabilísticos, calculando el error cuadrático y considerando que el mejor ajuste es aquel para el cual el error es mínimo.

Las funciones de distribución de probabilidad utilizadas son: Normal, Log-normal, Exponencial, Gumbel, Gamma y Doble Gumbel y los métodos de ajuste, momentos y máxima verosimilitud. El error cuadrático mínimo corresponde a la función Doble Gumbel con un valor de $P = 0.80$, siendo ésta la función a utilizar para obtener los gastos máximos asociados a diferentes períodos de retorno.

El resultado de interpolar y extrapolar la función Doble Gumbel para diferentes períodos de retorno se muestra en la tabla V.8.

Período de retorno (años)	Gasto máximo (m ³ /s)
2	1 400
5	2 436
10	3 686
20	4 958
50	6 481
100	7 578
200	8 653

Tabla V.8. Gasto máximo vs. Período de retorno.

V.2.4 Diseño de la obra de desvío

Para la obtención del diámetro óptimo, además de considerar las curvas elevaciones – gastos de descarga, se tomaron en cuenta, para este análisis de optimización, los siguientes parámetros.

- Magnitud de las avenidas esperadas asociadas a un período de retorno, considerando los riesgos que se presentarían en caso de falla.
- Programa de construcción.
- Costos de las estructuras involucradas (túneles, ataguías, estructuras para los cierres temporales y definitivos del desvío).
- Costo por daño esperad en caso de falla en cortina y ataguías, así como por retraso de obra.

Los conceptos principales que definen el costo de la obra de desvío son las dimensiones del túnel y la altura de la ataguía; los costos en millones de pesos fueron estimados en cada caso y se presentan a continuación:

Para los túneles, de acuerdo con las secciones tipo portal siguientes:

Sección Portal (m x m)	Costo (millones de pesos)
12.5 x 12.5	*146.8
13.0 x 13.0	159.5
13.5 x 13.5	*172.3
14.0 x 14.0	184.9
14.5 x 14.5	*197.5
15.0 x 15.0	*210.4

* Se estimaron con base en los datos obtenidos para 13x13 y 14x14

Tabla V.9. Sección Portal vs. Costo de construcción.

Para la ataguía:

En este caso no se considera el costo de los materiales ya que son el producto de las excavaciones de los túneles de desvío, por lo tanto sólo se tomaron en cuenta los costos de colocación.

Altura de la ataguía (m)	Costo (millones de pesos)
45.5	24.3
48.5	26.9
57.0	*36.4
63.0	*42.8

*Se consideró el incremento de costo de lumbreras

Tabla V.10. Alturas de ataguía vs. Costo de construcción.

Se observa que los costos de construcción de la ataguía son relativamente bajos y poco sensibles a la altura de la misma, lo que conduce a pensar en la conveniencia de una ataguía alta. Sin embargo, de los estudios geológicos realizados por GEIC (febrero de 2002) se constató la mala calidad de la roca en la zona de los portales de entrada de los túneles de desvío para las elevaciones arriba de la cota 268.5 m.s.n.m., por lo que se vio la conveniencia de mantener la plataforma de obturadores a ésta elevación para evitar problemas constructivos en las lumbreras, así como de los caminos de acceso.

Para el caso de los daños que podrían producirse en el caso de una eventual falla por desbordamiento, estos se producirían tanto en la ataguía como en la cortina (de acuerdo a su avance en su construcción), provocándose con esto un retraso en el inicio de operación de la planta y costos adicionales por la suspensión de la obra. Los valores estimados por cada uno de estos conceptos son:

- Por un año de retraso en la entrega de operación de la planta se estima un costo de \$1 100 millones, así como daños diversos estimados en \$435.5 millones.
- Ataguía. Con relación entre la altura y su volumen, y considerando un costo de \$137.08/m³ se construyó la tabla V.11 (en este caso se considera el costo de los materiales que serán utilizados en la reconstrucción de las ataguías).

Altura de ataguía (m)	Volumen (millones de m ³)	Costo (millones de pesos)
45.5	0.58	79.5
48.5	0.66	90.5
57.0	0.83	113.8
63.0	1.00	137.1

Tabla V.11. Alturas de ataguía vs. Costo por falla.

- Cortina. Para los volúmenes y alturas correspondientes a las distintas etapas de construcción de la cortina, como se señala en la tabla V.12.

Temporada de avenidas de:	Volumen (millones de m ³)	Elevación de Cortina (m)	Costo* (millones de pesos)
2004	1.51	261	207
2005	7.20	302	987
2006	10.8	376	1480

*Considerando un costo de construcción de \$137.08/m³

Tabla V.12. Volúmenes y alturas de cortina vs. Costo por falla.

En resumen, el costo del daño esperado total será la suma de los diferentes costos considerados por la probabilidad de falla, así:

Q (m ³ /s)	Tr (años)	P _F	CD
4 958	20	0.95	126.8
6 481	50	0.98	51.7
7 578	100	0.99	31.2

Tabla V.13. Resumen período de retorno vs. Costo daño esperado.

Por otro lado, se analiza para cada período de retorno la mejor combinación de diámetro con la altura de ataguía correspondiente, así como sus costos asociados:

Tr (años)	Sección Portal (m x m)	Altura (m)	Costo túnel (Millones de pesos)	Costo ataguía (Millones de pesos)	Costo total (Millones de pesos)
20	12.5 x 12.5	47.50	146.8	26.0	172.8
50	13.5 x 13.5	51.50	172.3	30.3	202.6
100	14 x 14	56.00	184.9	35.3	220.2

Tabla V.14. Sección túnel, altura ataguía y costo asociado para cada período de retorno.

El período de retorno de diseño óptimo se determina con base en la naturaleza probabilística de los eventos hidrológicos y al daño que resultaría si se presenta una falla.

A medida que el período de retorno de diseño se incrementa, los costos de las estructuras aumentan, pero los daños esperados disminuyen debido a que se proporciona una mejor protección a la obra. Sumando los costos de las estructuras y los costos de los daños esperados, se determina el período de retorno de diseño que tenga los menores costos totales, tal como se muestra en la tabla V.15.

Q_{dis} (m^3/s)	Tr (años)	Costo daño esperado (millones de pesos)	Costo de las estructuras (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
4 958	20	126.8	172.8	299.6
6 481	50	51.7	202.6	254.3
7 578	100	31.2	220.2	251.4

Tabla V.15. Período de retorno vs. Costo total.

De acuerdo con el análisis previo, la combinación de menor costo total corresponde a un período de retorno de 100 años con una obra que considera una ataguía de 56 m de altura y unos túneles de sección portal de 14 x 14 m.

Con la información geológica obtenida y con los estudios realizados por la GEIC de la CFE, en febrero de 2002, se constata que el límite del macizo rocoso más sano se localiza por debajo de la cota 269, zona en la cual se ubicó la plataforma de obturadores de ambos túneles (elevación 268.50 m). Por lo anterior, convino mantener la altura de la ataguía en 48.5 m, y considerando que el diámetro de los túneles seleccionado es de 14 x 14 m, el período de retorno resulta ser de 50 años; a menos que se pueda modificar la capacidad de los túneles de desvío, que se consigue reduciendo su rugosidad.

V.2.5 Determinación de la avenida de diseño de la obra de excedencias

La Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), de la Comisión Nacional del Agua, realizó el análisis de la muestra de gastos máximos con los siguientes modelos probabilísticas: Logpearson Tipo III, general de Valores Extremos y Gumbel; con el propósito de comparar los resultados para un valor asignado al Tr de 10 000 años, entre los estimados por ambas instituciones. Los resultados obtenidos por la GASIR-CNA y por la GTPH-CFE, se muestran en la tabla V.16.

GASIR – CNA	
Función	Gasto máximo (m^3/s) Tr = 10 000 años
Logpearson Tipo III	10 874
General de valores extremos	15 915
Gumbel	10 497
GTPH – CFE	
Función	Gasto máximo (m^3/s) Tr = 10 000 años
Doble Gumbel (P = 0.80)	14 626

Tabla V.16 Gasto máximo para Tr = 10 000 años.

La GASIR sugirió a la CFE como gasto de diseño para la obra de excedencia el de 15 915 m³/s, estimado con la Distribución General de Valores Extremos, valor más conservador para garantizar la seguridad hidrológica de la presa, el cual fue aceptado por la CFE.

Las características complementarias de la avenida de diseño sugerida por la GASIR son:

- Volumen de escurrimiento: 5 238.8 Mm³
- Tiempo pico: 58 h
- Tiempo base: 255 h

V.2.5.1 Políticas de operación de compuertas

En la cuenca del P. H. El Cajón los volúmenes aportados por las avenidas, con períodos de retorno de 10 años (1 856 millones de m³) a 25 años (2 530 millones de m³) rebasan con mucho la capacidad del embalse para el control de avenidas, ya que con el volumen de almacenamiento entre el NAMO y NAME (117.5 millones de m³) no existe la posibilidad de controlar las crecientes del río; y tomando en cuenta que aguas abajo existe la presa de Aguamilpa, la cual posee un embalse con mayor capacidad para el control de avenidas (NAMO – NAME) que es de 1 410 millones de m³, se consideró conveniente aprovechar al máximo la carga en El Cajón para generación, diseñando la obra de excedencias con un gasto prácticamente igual al de la avenida máxima probable con período de 10 000 años, de manera que cuando se presente cualquier avenida, ésta sea descargada con un gasto menor que el de entrada y el control se haga aguas abajo utilizando el embalse de la presa Aguamilpa.

La política de operación de apertura de compuertas que se propuso para descargas del vertedor, se inicia cuando el vaso alcanza el NAMO (391), aumentando dichas descargas conforme los niveles en el vaso se incrementan.

Para evitar que el gasto de descarga sea mayor al gasto de entrada, ha sido necesario proponer una política de apertura de compuertas, con incrementos de los niveles en el vaso a cada 25 cm, para avenidas con período de retorno de 10 000 años y menores.

La baja capacidad de regulación que se tiene en el embalse, obliga a ser muy cuidadosos en la operación de este vertedor, para lo cual se requiere adoptar medidas de prevención durante la temporada de lluvias que permitan, mediante instrumentación, monitorear debidamente las cuencas sobre todo la de La Yesca.

En la tabla V.17 se muestra la política de operación de las compuertas del canal derecho con la misma apertura, para evitar flujos asimétricos dado que estos provocan el ahogamiento de los aireadores, posteriormente se abrirán las tres compuertas del canal izquierdo, como se indica en la misma tabla, finalmente el vertedor trabajará con descarga libre.

Elevación (m)	Gasto por vertedor (m³/s)	Gasto por turbinas (m³/s)	Condición de operación
391.00	0.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.01	850.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.25	850.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.26	1 900.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.50	1 900.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.51	3 000.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.75	3 000.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
391.76	4 250.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
392.00	4 250.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
392.01	5 750.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
392.25	5 750.00	519.00	Desc. Cont. por un canal
392.26	7 000.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
392.50	7 000.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
392.51	8 000.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
392.75	8 000.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
392.76	9 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.00	9 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.01	10 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.25	10 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.26	11 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.50	11 500.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.51	13 750.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.75	13 750.00	519.00	Desc. Cont. por dos canal
393.76	14 597.00	519.00	Descarga libre
394.00	14 864.00	519.00	Descarga libre
395.00	15 950.00	519.00	Descarga libre

Tabla V.17. Política de operación de compuertas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO VI

**Análisis de riesgo de falla
para el diseño de la obra de
desvío del P. H. El Cajón**

VI. Análisis de riesgo de falla para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

El objetivo de este capítulo es aplicar la teoría de la confiabilidad en el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón. Para lo cual, se establecerá el funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío, con el fin de obtener una función que permita determinar las elevaciones máximas en el embalse a partir de los gastos de descarga. Como siguiente paso, se transitarán por el vaso las avenidas asociadas a los periodos de retorno seleccionados con una forma dada de hidrograma y se obtendrán los gastos máximos de descarga correspondientes, con los datos anteriores se determinará una función que permitirá obtener los gastos máximos de descarga a partir de los gastos de entrada al vaso. Relacionando las dos funciones anteriores se obtendrá una tercera función que permitirá obtener la elevación máxima en el embalse a partir de los gastos de entrada al vaso. Con la función anterior se obtendrá la función de confiabilidad considerando una elevación supuesta de la ataguía aguas arriba. Se le da solución al sistema por medio del método del segundo momento para obtener, para diferentes probabilidades de no falla, los valores límite de las variables involucradas, la probabilidad de falla y el riesgo asociado, determinando la elevación máxima en el embalse y comparándola con la que puede resistir la estructura en estudio. Finalmente, se hará la evaluación económica de cada alternativa y se seleccionará la opción que represente el diseño económico óptimo.

VI.1 Desvío del río por medio de 2 túneles

VI.1.1 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como canal

Ahora se procede a calcular el trabajo como canal, para lo cual se utilizan las ecuaciones presentadas en el capítulo III. Para ilustrar el procedimiento los cálculos se realizan para la sección 14 x 14 cuyas condiciones iniciales son:

Parámetro	Túnel 1	Túnel 2
Sección (m)	14 x 14	14 x 14
S	0.00341	0.00801
Elevación plantilla (m.s.n.m.)	223	227

VI.1.1.1 Funcionamiento hidráulico Túnel 1

Utilizando la ecuación (3.10) se obtiene el tirante normal y_n , los resultados se muestran en la tabla VI.1

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	α	A (m^2)	P (m)	R (m)	n
200	2.461		34.453	18.922	1.821	0.0150
400	3.955		55.377	21.911	2.527	0.0150
600	5.281		73.930	24.561	3.010	0.0150
800	6.522		91.309	27.044	3.376	0.0150
1000	8.005	0.144105	112.025	30.017	3.732	0.0157
1200	9.873	0.422866	137.058	33.920	4.041	0.0169
1400	12.540	0.913143	166.449	40.784	4.081	0.0184

Tabla VI.1. Tirante normal para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Utilizando la ecuación (3.18) se obtiene el tirante crítico y_c . Para determinar la sección de control se utiliza el siguiente criterio: si $y_n < y_c$ el régimen es supercrítico y la sección de control será a la entrada del túnel, si $y_n > y_c$ el régimen subcrítico y la sección de control será a la salida. Los resultados se muestran en la tabla VI.2.

Q_D (m^3/s)	Y_c (m)	α	A_c (m^2)	Flujo	Secc. Control
200	2.750		38.504	Supercrítico	Entrada
400	4.366		61.121	Supercrítico	Entrada
600	5.721		80.092	Supercrítico	Entrada
800	6.930		97.024	Supercrítico	Entrada
1000	8.046	0.149961	112.587	Supercrítico	Entrada
1200	9.114	0.306766	127.138	Subcrítico	Salida
1400	10.177	0.471065	140.898	Subcrítico	Salida

Tabla VI.2. Tirante crítico para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Para este caso, el túnel 1 cuenta con una pila intermedia en la zona de los obturadores para el precierre a una distancia de 44.552 m de la entrada, para considerar dicha estructura se encuentra el tirante crítico en la zona de las pilas utilizando la ecuación (3.18), si este tirante crítico es mayor que los tirantes calculados en la tabla VI.2 la sección de control será en las pilas. Los resultados se muestran en la tabla VI.3.

Q_D (m^3/s)	Y_c (m)	α	A_c (m^2)	Secc. Control
200	3.209		38.504	Pila
400	5.093		61.121	Pila
600	6.674		80.092	Pila
800	9.486	0.363098	97.024	Pila
1000	11.217	0.646556	112.586	Pila
1200	13.467	1.177919	127.138	Pila
1400	14.000	1.570786	128.549	Pila

Tabla VI.3. Tirante crítico es zona de pila para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

De acuerdo a la tabla VI.3 la sección de control será en la zona de la pila. Para seguir con el cálculo se obtiene el nivel del agua mediante el método derivado de la ecuación de Bernoulli, para lo cual se obtiene Δz para la distancia que existe entre la pila y la entrada que es de 44.552 m, utilizando la ecuación (3.13) se tiene que:

$$\Delta z = (0.00341)(44.552) = 0.1518m$$

De acuerdo al teorema derivado de la ecuación de Bernoulli si se cumple que $\Delta z = \Delta hf$ la curva de remanso ha alcanzado al tirante normal., de acuerdo a la tabla VI.4, se puede observar que la curva de remanso alcanza al tirante normal al llegar a la entrada del túnel.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	α	A (m^2)	P (m)	R (m)	n	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	Δh_f (m)
200	2.461		34.458	18.923	1.821	0.015	5.804	1.717	0.1518
400	3.956		55.384	21.912	2.528	0.015	7.222	2.659	0.1518
600	5.281		73.934	24.562	3.010	0.015	8.115	3.357	0.1518
800	6.522		91.308	27.044	3.376	0.015	8.762	3.913	0.1518
1000	8.005	0.1440	112.022	30.017	3.732	0.016	8.927	4.062	0.1518
1200	9.873	0.4229	137.062	33.921	4.041	0.017	8.755	3.907	0.1518
1400	12.540	0.9131	166.449	40.784	4.081	0.018	8.411	3.606	0.1644

Tabla VI.4. Tirante en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

De lo anterior se puede concluir que la pila no influye en el comportamiento del flujo dado que la distancia que existe entre la pila y la entrada permite que el flujo se restablezca y alcance su nivel.

Finalmente para los tirantes presentados en la tabla VI.4 se calcula la carga de velocidad y la pérdida por entrada cuyo factor de pérdida $k_e = 0.1$. La elevación a la entrada del túnel es igual a la elevación de la plantilla a la entrada más el tirante obtenido y, más la carga de velocidad, más las pérdidas por entrada. En las tablas (VI.5 a VI.8) se muestran, para cada sección, los tirantes y las elevaciones en el embalse para diferentes gastos.

Q (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
200	2.611	5.89	1.770	0.177	227.558
400	4.223	7.29	2.705	0.271	230.199
600	5.666	8.15	3.382	0.338	232.386
800	7.235	8.51	3.689	0.369	234.293
1000	9.356	8.31	3.516	0.352	236.224
1200	12.946	6.70	2.285	0.228	238.459

Tabla VI.5. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 13 x 13.

Q (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
200	2.461	5.804	1.717	0.172	227.350
400	3.956	7.222	2.659	0.266	229.880
600	5.281	8.115	3.357	0.336	231.973
800	6.522	8.762	3.913	0.391	233.826
1000	8.005	8.927	4.062	0.406	235.473
1200	9.873	8.755	3.907	0.391	237.171
1400	12.54	8.411	3.606	0.361	239.506

Tabla VI.6. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Q (m ³ /s)	Yn (m)	V (m/s)	V ² /2g (m)	0.1V ² /2g (m)	E (m.s.n.m.)
200	2.333	5.72	1.665	0.167	227.164
400	3.728	7.15	2.607	0.261	229.597
600	4.957	8.07	3.319	0.332	231.608
800	6.102	8.74	3.894	0.389	233.385
1000	7.195	9.27	4.376	0.438	235.008
1200	8.562	9.35	4.453	0.445	236.461
1400	10.186	9.22	4.329	0.433	237.948
1600	12.633	8.74	3.898	0.390	239.920
1800	13.411	8.47	3.660	0.366	240.438

Tabla VI.7. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 15 x 15.

Q (m ³ /s)	Yn (m)	V (m/s)	V ² /2g (m)	0.1V ² /2g (m)	E (m.s.n.m.)
200	2.221	5.63	1.615	0.161	226.997
400	3.533	7.08	2.552	0.255	229.340
600	4.680	8.01	3.272	0.327	231.280
800	5.744	8.70	3.862	0.386	232.992
1000	6.756	9.25	4.362	0.436	234.554
1200	7.733	9.70	4.794	0.479	236.007
1400	8.961	9.77	4.863	0.486	237.309
1600	10.376	9.67	4.767	0.477	238.619
1800	12.098	9.45	4.547	0.455	240.099
2000	14.539	8.75	3.902	0.390	241.830

Tabla VI.8. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal. Sección 16 x 16.

Con los datos de las elevaciones del agua a la entrada y los gastos de descarga para el túnel 1 presentados en las tablas VI.5 a VI.8 se obtiene una ecuación de comportamiento para cada sección que involucre las dos variables. Las ecuaciones que mejor se ajustan al comportamiento para cada sección del túnel 1 son:

$$\text{Sección 13 x 13} \quad E_1 = 118.31694(Q_1 + 1298.6607)^{0.089429726} \quad r = 0.9990 \quad (6.1)$$

$$\text{Sección 14 x 14} \quad E_1 = 120.49765(Q_1 + 1353.9559)^{0.086407499} \quad r = 0.9991 \quad (6.2)$$

$$\text{Sección 15 x 15} \quad E_1 = 128.92021(Q_1 + 1261.8461)^{0.077772179} \quad r = 0.9989 \quad (6.3)$$

$$\text{Sección 16 x 16} \quad E_1 = 115.59778(Q_1 + 1650.9353)^{0.089764044} \quad r = 0.9991 \quad (6.4)$$

VI.1.1.2 Funcionamiento hidráulico Túnel 2

Del mismo modo se calcula el tirante normal y el tirante crítico para el túnel 2, sección 14 x 14, los resultados se presentan en las tablas VI.9 y VI.10 respectivamente.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	α	A (m^2)	P (m)	R (m)	n
200	1.855		25.965	17.709	1.466	0.0150
400	2.945		41.226	19.889	2.073	0.0150
600	3.896		54.537	21.791	2.503	0.0150
800	4.776		66.857	23.551	2.839	0.0150
1000	5.612		78.562	25.223	3.115	0.0150
1200	6.417		89.841	26.834	3.348	0.0150
1400	7.278	0.039753	101.894	28.557	3.568	0.0152
1600	8.382	0.198729	117.221	30.782	3.808	0.0160
1800	9.602	0.380790	133.565	33.331	4.007	0.0168
2000	11.234	0.649571	153.431	37.094	4.136	0.0177

Tabla VI.9. Tirante normal para el túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Q_D (m^3/s)	Y_c (m)	α	A_c (m^2)	Flujo	Secc. Control
200	2.750		38.504	Supercrítico	Entrada
400	4.366		61.121	Supercrítico	Entrada
600	5.721		80.092	Supercrítico	Entrada
800	6.930		97.024	Supercrítico	Entrada
1000	8.046	0.149961	112.587	Supercrítico	Entrada
1200	9.114	0.306766	127.138	Supercrítico	Entrada
1400	10.177	0.471065	140.898	Supercrítico	Entrada
1600	11.287	0.659063	154.016	Supercrítico	Entrada
1800	12.557	0.917222	166.597	Supercrítico	Entrada
2000	14.000	1.570796	174.969	Supercrítico	Entrada

Tabla VI.10. Tirante crítico para el túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Como el control es a la entrada y considerando la longitud del túnel se toma el tirante normal y_n , como la elevación del flujo a la entrada. De lo anterior se calcula la elevación del agua a la entrada la cual es igual a la elevación de la plantilla a la entrada más el tirante obtenido y , más la carga de velocidad, más las pérdidas por entrada. En las tablas (VI.11 a VI.14) se muestran, para cada sección, los tirantes y las elevaciones en el embalse para diferentes gastos.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
400	3.131	9.83	4.923	0.492	235.546
600	4.158	11.10	6.279	0.628	238.065
800	5.115	12.03	7.378	0.738	240.231
1000	6.027	12.76	8.303	0.830	242.160
1200	7.071	13.05	8.687	0.869	243.627
1400	8.361	12.92	8.507	0.851	244.719
1600	9.965	12.57	8.050	0.805	245.820
1800	11.632	11.80	7.102	0.710	246.444

Tabla VI.11. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 13 x 13.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
400	2.945	9.70	4.798	0.480	235.223
600	3.896	11.00	6.169	0.617	237.681
800	4.776	11.97	7.298	0.730	239.803
1000	5.612	12.73	8.258	0.826	241.695
1200	6.417	13.36	9.093	0.909	243.420
1400	7.278	13.74	9.622	0.962	244.862
1600	8.382	13.65	9.496	0.950	245.827
1800	9.602	13.48	9.257	0.926	246.784
2000	11.234	13.04	8.660	0.866	247.760
2200	12.662	12.31	7.726	0.773	248.161

Tabla VI.12. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
400	2.786	9.57	4.670	0.467	234.923
600	3.673	10.89	6.046	0.605	237.324
800	4.489	11.88	7.193	0.719	239.402
1000	5.262	12.67	8.180	0.818	241.260
1200	6.005	13.32	9.046	0.905	242.955
1400	6.725	13.88	9.816	0.982	244.523
1600	7.428	14.36	10.510	1.051	245.989
1800	8.366	14.35	10.490	1.049	246.906
2000	9.378	14.25	10.346	1.035	247.759
2200	10.508	14.07	10.088	1.009	248.605
2400	11.997	13.66	9.515	0.951	249.463
2600	13.512	12.93	8.518	0.852	249.882

Tabla VI.13. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 15 x 15.

Q_D (m^3/s)	Y_n (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	$0.1V^2/2g$ (m)	E (m.s.n.m.)
400	2.648	9.44	4.543	0.454	234.645
600	3.481	10.77	5.916	0.592	236.988
800	4.244	11.78	7.073	0.707	239.025
1000	4.965	12.59	8.078	0.808	240.850
1200	5.655	13.26	8.966	0.897	242.518
1400	6.322	13.84	9.763	0.976	244.062
1600	6.972	14.34	10.485	1.048	245.506
1800	7.608	14.79	11.144	1.114	246.866
2000	8.323	15.02	11.496	1.150	247.969
2200	9.199	14.96	11.399	1.140	248.738
2400	10.119	14.86	11.255	1.125	249.500
2600	11.136	14.70	11.016	1.102	250.253
2800	12.386	14.40	10.565	1.057	251.007
3000	14.402	13.50	9.293	0.929	251.624

Tabla VI.14. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal. Sección 16 x 16.

Con los datos de las elevaciones del agua a la entrada y los gastos de descarga para el túnel 2 presentados en las tablas (VI.11 a VI.14) se obtiene una ecuación de comportamiento para cada sección que involucre las dos variables. Las ecuaciones que mejor se ajustan al comportamiento para cada sección del túnel 2 son:

$$\text{Sección 13 x 13} \quad E_2 = 182.1365(Q_2 + 249.36182)^{0.039823788} \quad r = 0.9992 \quad (6.5)$$

$$\text{Sección 14 x 14} \quad E_2 = 177.15744(Q_2 + 309.38629)^{0.043282721} \quad r = 0.9991 \quad (6.6)$$

$$\text{Sección 15 x 15} \quad E_2 = 171.31051(Q_2 + 389.81479)^{0.047391973} \quad r = 0.9992 \quad (6.7)$$

$$\text{Sección 16 x 16} \quad E_2 = 164.75431(Q_2 + 492.97015)^{0.052066198} \quad r = 0.9994 \quad (6.8)$$

VI.1.1.3. Funcionamiento hidráulico de los túneles 1 y 2

Para calcular el trabajo conjunto de ambos túneles se igualan las ecuaciones (6.1) a (6.4) con (6.5) a (6.8) considerando que las elevaciones del embalse a la entrada de los túneles son iguales:

$$\text{Sección 13 x 13} \quad 118.31694(Q_1 + 1298.6607)^{0.089429726} = 182.1365(Q_2 + 249.36182)^{0.039823788}$$

$$\text{Sección 14 x 14} \quad 120.49765(Q_1 + 1353.9559)^{0.086407499} = 177.15744(Q_2 + 309.38629)^{0.043282721}$$

$$\text{Sección 15 x 15} \quad 128.92021(Q_1 + 1261.8461)^{0.07772179} = 171.31051(Q_2 + 389.81479)^{0.047391973}$$

$$\text{Sección 16 x 16} \quad 115.59778(Q_1 + 1650.9353)^{0.089764044} = 164.75431(Q_2 + 492.97015)^{0.052066198}$$

despejando Q_1 se obtienen las siguientes expresiones:

$$\text{Sección 13 x 13} \quad Q_1 = 124.434741(Q_2 + 249.36182)^{0.445308174} - 1298.6607 \quad (6.9)$$

$$\text{Sección 14 x 14} \quad Q_1 = 86.518676(Q_2 + 309.38629)^{0.0500913943} - 1353.9559 \quad (6.10)$$

$$\text{Sección 15 x 15} \quad Q_1 = 38.680827(Q_2 + 389.81479)^{0.609369232} - 1261.8461 \quad (6.11)$$

$$\text{Sección 16 x 16} \quad Q_1 = 51.8028155(Q_2 + 492.97015)^{0.580034006} - 1650.9353 \quad (6.12)$$

Si se sabe que

$$Q_D = Q_1 + Q_2 \quad (6.13)$$

Sustituyendo cada una de las ecuaciones (6.9) a (6.12) en la ecuación (6.13) se obtiene para cada Q_D la distribución de gastos correspondiente y el trabajo como canal en forma conjunta en términos del gasto que sale por el túnel 2. Las ecuaciones quedan:

$$\text{Sección 13 x 13} \quad Q_D = 124.434741(Q_2 + 249.36182)^{0.445308174} + Q_2 - 1298.6607 \quad (6.14)$$

$$\text{Sección 14 x 14} \quad Q_D = 86.518676(Q_2 + 309.38629)^{0.0500913943} + Q_2 - 1353.9559 \quad (6.15)$$

$$\text{Sección 15 x 15} \quad Q_D = 38.680827(Q_2 + 389.81479)^{0.609369232} + Q_2 - 1261.8461 \quad (6.16)$$

$$\text{Sección 16 x 16} \quad Q_D = 51.8028155(Q_2 + 492.97015)^{0.580034006} + Q_2 - 1650.9353 \quad (6.17)$$

La relación elevaciones en el embalse – gastos de desvío para cada sección se muestran en las tablas (6.15 a 6.18).

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
13 x 13	400	328.03	71.97	229.21
	600	464.38	135.62	230.87
	900	661.13	238.87	233.06
	1200	849.43	350.57	234.98
	1500	1030.13	469.87	236.68
	1800	1203.94	596.06	238.21
	2100	1371.50	728.50	239.60
	2400	1533.35	866.65	240.86
	2700	1689.96	1010.04	242.02
	3000	1841.75	1158.25	243.10
3300	1989.09	1310.91	244.10	

Tabla VI.15. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 13 x 13.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
14 x 14	400	333.21	66.79	229.00
	600	469.91	130.09	230.54
	900	668.96	231.04	232.62
	1200	861.44	338.56	234.45
	1500	1047.96	452.04	236.09
	1800	1229.05	570.95	237.58
	2100	1405.16	694.84	238.94
	2400	1576.67	823.33	240.19
	2700	1743.94	956.06	241.34
	3000	1907.26	1092.74	242.42
	3300	2066.90	1233.10	243.42
	3600	2223.10	1376.90	244.36

Tabla VI.16. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 14 x 14.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
15 x 15	400	339.48	60.52	228.84
	600	475.17	124.83	230.30
	900	674.66	225.34	232.25
	1200	869.72	330.28	233.99
	1500	1060.79	439.21	235.56
	1800	1248.20	551.80	236.99
	2100	1432.26	667.74	238.29
	2400	1613.20	786.80	239.50
	2700	1791.26	908.74	240.62
	3000	1966.63	1033.37	241.67
	3300	2139.46	1160.54	242.65
	3600	2309.92	1290.08	243.58
	3900	2478.14	1421.86	244.45
	4200	2644.23	1555.77	245.28

Tabla VI.17. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 15 x 15.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
16 x 16	400	349.09	50.91	228.70
	600	484.21	115.79	230.04
	900	683.15	216.85	231.89
	1200	877.95	322.05	233.57
	1500	1068.95	431.05	235.10
	1800	1256.42	543.58	236.51
	2100	1440.62	659.38	237.82
	2400	1621.76	778.24	239.04
	2700	1800.03	899.97	240.18
	3000	1975.61	1024.39	241.25
	3300	2148.64	1151.36	242.26
	3600	2319.28	1280.72	243.22
	3900	2487.63	1412.37	244.13
	4200	2653.81	1546.19	244.99
	4500	2817.93	1682.07	245.81
4800	2980.09	1819.91	246.60	

Tabla VI.18. Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 16 x 16.

VI.1.2 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como tubo lleno

Planteando la ecuación (3.21):

$$E = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} \cdot Q + \frac{Q^2}{2gA^2} + \left[K_{loc} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2} + \frac{Q^2 n^2 L}{A^2 R_h^{4/3}} \right] + E_p$$

Para una sección portal se tiene:

$$A_h = 3.5708B^2$$

$$R_h = 0.5B$$

$$D_e = 2.132B$$

Utilizando las ecuaciones (3.27) a (3.32) se obtienen las pérdidas a considerar para cada uno de los túneles de desvío, dichas pérdidas se presentan en la tabla VI.19.

Tipo de pérdidas	Túnel 1	Túnel 2
Entrada	$0.1 \frac{V^2}{2g}$	$0.1 \frac{V^2}{2g}$
Ranuras	$0.0083 \frac{V^2}{2g}$	$0.0134 \frac{V^2}{2g}$
Cambio de dirección	$0.103 \frac{V^2}{2g}$	$0.094 \frac{V^2}{2g}$
Fricción	$1.0395 \frac{V^2}{2g}$	$1.1560 \frac{V^2}{2g}$
Total	1.2508 $\frac{V^2}{2g}$	1.3634 $\frac{V^2}{2g}$

Tabla VI.19. Resumen de pérdidas para los túneles de desvío 1 y 2.

Escribiendo la ecuación (3.21) para el caso de 2 Túneles se tiene:

$$E = 1.015D_1 - \frac{0.20}{A_1} \sqrt{\frac{D_1}{g}} \cdot Q_1 + \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} \left[1 + \frac{2gn^2L_1}{R_h^{4/3}} + K_e + K_{con} + K_{ran} + K_c \right] + E_{p1} \quad (6.18)$$

$$E = 1.015D_2 - \frac{0.20}{A_2} \sqrt{\frac{D_2}{g}} \cdot Q_2 + \frac{Q_2^2}{2gA_2^2} \left[1 + \frac{2gn^2L_2}{R_h^{4/3}} + K_e + K_{con} + K_{ran} + K_c \right] + E_{p2} \quad (6.19)$$

Haciendo que los coeficientes α y β tomen los siguientes valores:

$$\alpha_1 = \frac{0.20}{A_1} \sqrt{\frac{D_1}{g}} \quad \text{y como la sección es igual en ambos casos } \alpha_1 = \alpha_2$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2gA_1^2} \left[1 + \frac{2gn^2L_1}{R_h^{4/3}} + K_e + K_{con} + K_{ran} + K_c \right]$$

$$\beta_2 = \frac{1}{2gA_2^2} \left[1 + \frac{2gn^2L_2}{R_h^{4/3}} + K_e + K_{con} + K_{ran} + K_c \right]$$

en este caso β_1 es diferente de β_2 puesto que la longitud de los túneles es diferente.

reescribiendo las ecuaciones (6.18) y (6.19):

$$E = 1.015D - \alpha_1Q_1 + \beta_1Q_1^2 + E_{p1} \quad (6.20)$$

$$E = 1.015D - \alpha_2Q_2 + \beta_2Q_2^2 + E_{p2} \quad (6.21)$$

Igualando (6.20) y (6.21)

$$1.015D - \alpha_1Q_1 + \beta_1Q_1^2 + E_{p1} = 1.015D - \alpha_2Q_2 + \beta_2Q_2^2 + E_{p2}$$

como $E_{p1} = E_{p2}$ y $D_1 = D_2$ la igualdad queda:

$$\beta_1Q_1^2 - \alpha_1Q_1 - \beta_2Q_2^2 + \alpha_2Q_2 = 0 \quad (6.22)$$

Despejando Q_2 de la ecuación (3.37) sustituyendo en la ecuación (6.22) y resolviendo operaciones se tiene:

$$\beta_1Q_1^2 - \alpha_1Q_1 - \beta_2(Q_D - Q_1)^2 + \alpha_2(Q_D - Q_1) = 0$$

$$\beta_1Q_1^2 - \alpha_1Q_1 - \beta_2(Q_D^2 - 2Q_DQ_1 + Q_1^2) + \alpha_2Q_D - \alpha_2Q_1 = 0$$

$$Q_1^2(\beta_1 - \beta_2) + Q_1(-\alpha_1 + 2Q_D\beta_2 - \alpha_2) + (-\beta_2Q_D^2 + \alpha_2Q_D) = 0$$

haciendo

$$A = \beta_1 - \beta_2 \quad (6.23)$$

$$B = 2Q_D\beta_2 - (\alpha_1 + \alpha_2) \quad ; \quad \text{pero como } \alpha_1 = \alpha_2 \Rightarrow B = 2\beta_2Q_D - 2\alpha_1 \quad (6.24)$$

$$C = -\beta_2Q_D^2 + \alpha_1Q_D \quad (6.25)$$

La ecuación queda

$$AQ_1^2 + BQ_1 + C = 0 \quad (6.26)$$

Sustituyendo los elementos geométricos en α , β_1 y β_2 y simplificando se tiene:

$$\alpha = \frac{0.20}{3.5708B^2} \sqrt{\frac{2.132B}{9.81}} = 0.02611B^{-3/2}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2(9.81)(3.5708B^2)^2} \left[1 + \frac{2(9.81)n^2(703.87)}{(0.5B)^{4/3}} + 0.2113 \right] = 0.004842B^{-4} + 139.1024n^2B^{-16/3}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{2(9.81)(3.5708B^2)^2} \left[1 + \frac{2(9.81)n^2(782.72)}{(0.5B)^{4/3}} + 0.2074 \right] = 0.004826B^{-4} + 154.6852n^2B^{-16/3}$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones (6.23), (6.24) y (6.25) se tiene:

$$A = 0.000016B^{-4} - 15.5828n^2B^{-16/3}$$

$$B = -0.05222B^{-3/2} + 0.009652B^{-4}Q_D + 309.3704n^2B^{-16/3}Q_D$$

$$C = 0.02611B^{-3/2}Q_D - 0.004826B^{-4}Q_D^2 - 154.6852n^2B^{-16/3}Q_D^2$$

Finalmente sustituyendo los coeficientes α , β_1 y β_2 obtenidos en las ecuaciones (6.20) y (6.21) se tiene el funcionamiento para el túnel 1 y para el túnel 2:

$$E = 2.16398B - 0.02611B^{-3/2}Q_1 + 0.004842B^{-4}Q_1^2 + 139.1024n^2B^{-16/3}Q_1^2 + 220.5 \quad (6.27)$$

$$E = 2.16398B - 0.02611B^{-3/2}Q_2 + 0.004826B^{-4}Q_2^2 + 154.6852n^2B^{-16/3}Q_2^2 + 220.5 \quad (6.28)$$

Valuando los coeficientes A, B y C obtenidos, se resuelve la ecuación (6.26) encontrando la distribución de gastos. Utilizando la ecuación (6.27) se encuentra la elevación E. En las tablas (VI.20 a VI.23) se muestran, para cada sección, los valores de dichos coeficientes y las elevaciones en el embalse para diferentes gastos.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
13 x 13	7500	-2.7894E-07	0.08026	-300.9864	3800.18	3699.81	304.86
	7100	-2.7894E-07	0.07581	-269.1407	3597.62	3502.38	297.26
	6700	-2.7894E-07	0.07137	-239.0745	3395.05	3304.95	290.10
	6300	-2.7894E-07	0.06692	-210.7879	3192.49	3107.51	283.37
	5900	-2.7894E-07	0.06247	-184.2807	2989.92	2910.08	277.07
	5500	-2.7894E-07	0.05802	-159.5530	2787.35	2712.65	271.21
	5100	-2.7894E-07	0.05357	-136.6048	2584.79	2515.21	265.78
	4700	-2.7894E-07	0.04912	-115.4361	2382.23	2317.77	260.79
	4300	-2.7894E-07	0.04467	-96.0469	2179.67	2120.33	256.23
	3900	-2.7894E-07	0.04022	-78.4373	1977.11	1922.89	252.10
	3500	-2.7894E-07	0.03578	-62.6071	1774.55	1725.45	248.40
	3100	-2.7894E-07	0.03133	-48.5564	1572.00	1528.00	245.14
	2700	-2.7894E-07	0.02688	-36.2853	1369.46	1330.54	242.31
	2300	-2.7894E-07	0.02243	-25.7936	1166.94	1133.06	239.92
	1900	-2.7894E-07	0.01798	-17.0814	964.43	935.57	237.96
	1500	-2.7894E-07	0.01353	-10.1488	761.97	738.03	236.43
1100	-2.7894E-07	0.00908	-4.9956	559.62	540.38	235.34	
700	-2.7894E-07	0.00463	-1.6220	357.70	342.30	234.68	

Tabla VI.20. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 13 x 13.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
14 x 14	7500	-1.8725E-07	0.05620	-210.7422	3798.06	3701.94	284.35
	7100	-1.8725E-07	0.05305	-188.3286	3595.63	3504.37	279.03
	6700	-1.8725E-07	0.04990	-167.1741	3393.20	3306.80	274.01
	6300	-1.8725E-07	0.04676	-147.2786	3190.77	3109.23	269.30
	5900	-1.8725E-07	0.04361	-128.6421	2988.35	2911.65	264.90
	5500	-1.8725E-07	0.04046	-111.2647	2785.92	2714.08	260.80
	5100	-1.8725E-07	0.03731	-95.1464	2583.49	2516.51	257.02
	4700	-1.8725E-07	0.03416	-80.2870	2381.07	2318.93	253.54
	4300	-1.8725E-07	0.03102	-66.6868	2178.65	2121.35	250.36
	3900	-1.8725E-07	0.02787	-54.3455	1976.24	1923.76	247.50
	3500	-1.8725E-07	0.02472	-43.2633	1773.83	1726.17	244.94
	3100	-1.8725E-07	0.02157	-33.4402	1571.43	1528.57	242.69
	2700	-1.8725E-07	0.01843	-24.8760	1369.05	1330.95	240.74
	2300	-1.8725E-07	0.01528	-17.5710	1166.68	1133.32	239.10
	1900	-1.8725E-07	0.01213	-11.5249	964.35	935.65	237.77
	1500	-1.8725E-07	0.00898	-6.7379	762.11	737.89	236.75
1100	-1.8725E-07	0.00584	-3.2100	560.06	539.94	236.03	

Tabla VI.21. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 14 x 14.

Sección (m)	Q_D (m^3/s)	A	B	C	Q_1 (m^3/s)	Q_2 (m^3/s)	E (m.s.n.m.)
15 x 15	7500	-1.2916E-07	0.04032	-151.1885	3796.17	3703.83	271.22
	7100	-1.2916E-07	0.03803	-135.0104	3593.86	3506.14	267.40
	6700	-1.2916E-07	0.03575	-119.7466	3391.56	3308.44	263.80
	6300	-1.2916E-07	0.03346	-105.3972	3189.26	3110.74	260.42
	5900	-1.2916E-07	0.03117	-91.9621	2986.96	2913.04	257.27
	5500	-1.2916E-07	0.02889	-79.4414	2784.67	2715.33	254.35
	5100	-1.2916E-07	0.02660	-67.8349	2582.38	2517.62	251.64
	4700	-1.2916E-07	0.02432	-57.1428	2380.09	2319.91	249.16
	4300	-1.2916E-07	0.02203	-47.3651	2177.81	2122.19	246.90
	3900	-1.2916E-07	0.01974	-38.5017	1975.53	1924.47	244.87
	3500	-1.2916E-07	0.01746	-30.5526	1773.26	1726.74	243.05
	3100	-1.2916E-07	0.01517	-23.5178	1571.01	1528.99	241.47
	2700	-1.2916E-07	0.01289	-17.3974	1368.78	1331.22	240.10
	2300	-1.2916E-07	0.01060	-12.1913	1166.58	1133.42	238.96
	1900	-1.2916E-07	0.00832	-7.8995	964.45	935.55	238.04
	1500	-1.2916E-07	0.00603	-4.5221	762.45	737.55	237.35
1100	-1.2916E-07	0.00374	-2.0590	560.85	539.15	236.88	

Tabla VI.22. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 15 x 15.

Sección (m)	Q_D (m^3/s)	A	B	C	Q_1 (m^3/s)	Q_2 (m^3/s)	E (m.s.n.m.)
16 x 16	7900	-9.1222E-08	0.03123	-123.3397	3996.66	3903.34	265.64
	7500	-9.1222E-08	0.02953	-110.7276	3794.48	3705.52	262.68
	7100	-9.1222E-08	0.02783	-98.7947	3592.30	3507.70	259.88
	6700	-9.1222E-08	0.02613	-87.5409	3390.12	3309.88	257.24
	6300	-9.1222E-08	0.02443	-76.9663	3187.94	3112.06	254.78
	5900	-9.1222E-08	0.02274	-67.0708	2985.77	2914.23	252.47
	5500	-9.1222E-08	0.02104	-57.8545	2783.60	2716.40	250.34
	5100	-9.1222E-08	0.01934	-49.3173	2581.43	2518.57	248.37
	4700	-9.1222E-08	0.01764	-41.4593	2379.27	2320.73	246.56
	4300	-9.1222E-08	0.01594	-34.2804	2177.12	2122.88	244.93
	3900	-9.1222E-08	0.01425	-27.7806	1974.98	1925.02	243.46
	3500	-9.1222E-08	0.01255	-21.9601	1772.85	1727.15	242.15
	3100	-9.1222E-08	0.01085	-16.8186	1570.74	1529.26	241.01
	2700	-9.1222E-08	0.00915	-12.3563	1368.67	1331.33	240.04
	2300	-9.1222E-08	0.00745	-8.5732	1166.65	1133.35	239.23
	1900	-9.1222E-08	0.00576	-5.4692	964.75	935.25	238.59
1500	-9.1222E-08	0.00406	-3.0444	763.09	736.91	238.11	
1100	-9.1222E-08	0.00236	-1.2987	562.21	537.79	237.81	

Tabla VI.23. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 16 x 16.

VI.1.3 Curvas elevaciones – gastos de descarga para 2 túneles trabajando en forma conjunta

Finalmente, las tablas (VI.24 a VI.27) muestran, para cada sección, las elevaciones en el embalse a la entrada de los túneles y los gastos de descarga de la obra de desvío para dos túneles trabajando de manera conjunta.

La parte sombreada es una zona de transición entre el trabajo como canal y el trabajo como tubo lleno.

Sección (m)	Q_D (m^3/s)	Q_1 (m^3/s)	Q_2 (m^3/s)	E (m.s.n.m.)
13 X 13	7100	3597.62	3502.38	297.26
	6700	3395.05	3304.95	290.10
	6300	3192.49	3107.51	283.37
	5900	2989.92	2910.08	277.07
	5500	2787.35	2712.65	271.21
	5100	2584.79	2515.21	265.78
	4700	2382.23	2317.77	260.79
	4300	2179.67	2120.33	256.23
	3900	1977.11	1922.89	252.10
	3300	1989.09	1310.91	244.10
	3000	1841.75	1158.25	243.10
	2700	1689.96	1010.04	242.02
	2400	1533.35	866.65	240.86
	2100	1371.50	728.50	239.60
	1800	1203.94	596.06	238.21
	1500	1030.13	469.87	236.68
	1200	849.43	350.57	234.98
900	661.13	238.87	233.06	
600	464.38	135.62	230.87	

Tabla VI.24. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 13 x 13.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
14 X 14	7500	3798.06	3701.94	284.35
	7100	3595.63	3504.37	279.03
	6700	3393.20	3306.80	274.01
	6300	3190.77	3109.23	269.30
	5900	2988.35	2911.65	264.90
	5500	2785.92	2714.08	260.80
	5100	2583.49	2516.51	257.02
	4700	2381.07	2318.93	253.54
	4300	2178.65	2121.35	250.36
	3300	2066.90	1233.10	243.42
	3000	1907.26	1092.74	242.42
	2700	1743.94	956.06	241.34
	2400	1576.67	823.33	240.19
	2100	1405.16	694.84	238.94
	1800	1229.05	570.95	237.58
	1500	1047.96	452.04	236.09
	1200	861.44	338.56	234.45
900	668.96	231.04	232.62	
600	469.91	130.09	230.54	

Tabla VI.25. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 14 x 14.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
15 X 15	7500	3796.17	3703.83	271.22
	7100	3593.86	3506.14	267.40
	6700	3391.56	3308.44	263.80
	6300	3189.26	3110.74	260.42
	5900	2986.96	2913.04	257.27
	5500	2784.67	2715.33	254.35
	5100	2582.38	2517.62	251.64
	4700	2380.09	2319.91	249.16
	3600	2309.92	1290.08	243.58
	3300	2139.46	1160.54	242.65
	3000	1966.63	1033.37	241.67
	2700	1791.26	908.74	240.62
	2400	1613.20	786.80	239.50
	2100	1432.26	667.74	238.29
	1800	1248.20	551.80	236.99
	1500	1060.79	439.21	235.56
	1200	869.72	330.28	233.99
900	674.66	225.34	232.25	
600	475.17	124.83	230.30	

Tabla VI.26. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 15 x 15.

Sección (m)	Q_D (m ³ /s)	Q_1 (m ³ /s)	Q_2 (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
16 X 16	7900	3996.66	3903.34	265.64
	7500	3794.48	3705.52	262.68
	7100	3592.30	3507.70	259.88
	6700	3390.12	3309.88	257.24
	6300	3187.94	3112.06	254.78
	5900	2985.77	2914.23	252.47
	5500	2783.60	2716.40	250.34
	5100	2581.43	2518.57	248.37
	3900	2487.63	1412.37	244.13
	3600	2319.28	1280.72	243.22
	3300	2148.64	1151.36	242.26
	3000	1975.61	1024.39	241.25
	2700	1800.03	899.97	240.18
	2400	1621.76	778.24	239.04
	2100	1440.62	659.38	237.82
	1800	1256.42	543.58	236.51
	1500	1068.95	431.05	235.10
	1200	877.95	322.05	233.57
	900	683.15	216.85	231.89
600	484.21	115.79	230.04	

Tabla VI.27. Elevaciones del embalse a la entrada de los túneles y gastos de descarga de la obra de desvío. Sección 16 x 16.

La expresión que mejor se ajusta al comportamiento entre los gastos de salida (Q_D), las secciones (B) y los gastos que salen por el túnel 1 (Q_1) es:

$$Q_1 = 0.552330702Q_D B^{-0.0901431655} + 0.642446663B^{3.175198564} \quad (6.29)$$

El error cuadrático mínimo es: 137.847694 m³/s

VI.2 Tránsito de avenidas por el vaso de almacenamiento utilizando como estructura de descarga a los túneles de desvío

Los tránsitos de avenidas se realizaron utilizando un programa de computadora elaborado por Marengo, Contreras y Rivero (2005) que resuelve analíticamente el tránsito de una avenida (Hidrograma de entrada) a través de un vaso de almacenamiento, para el cual se requiere:

- La curva elevaciones y capacidades del vaso (Tabla VI.28, Figura VI.1)
- La curva elevaciones y gastos de descarga (Tablas VI.24 a VI.27)
- Los Hidrogramas de las avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno. (Tabla VI.29)

Elevación m.s.n.m.	Volumen millones de m ³	Elevación m.s.n.m.	Volumen millones de m ³
219.00	0.0000	310.00	364.5915
220.00	0.0020	315.00	423.7240
225.00	0.0645	320.00	488.8775
230.00	0.9408	325.00	560.0520
235.00	3.3595	330.00	637.8263
240.00	7.3208	335.00	722.7790
245.00	12.8245	340.00	814.9103
250.00	19.8708	345.00	914.2200
255.00	29.2020	350.00	1020.7083
260.00	41.5608	355.00	1135.5525
265.00	56.9470	360.00	1259.9303
270.00	75.3608	365.00	1393.8442
275.00	96.8020	370.00	1537.2863
280.00	121.2695	375.00	1690.2645
285.00	151.1620	380.00	1853.4523
290.00	184.6795	385.00	2027.5255
295.00	222.4220	390.00	2212.4843
300.00	264.3895	395.00	2408.3285
305.00	311.4800		

Tabla VI.28. Elevaciones – Capacidades del vaso de almacenamiento del P. H. El Cajón.

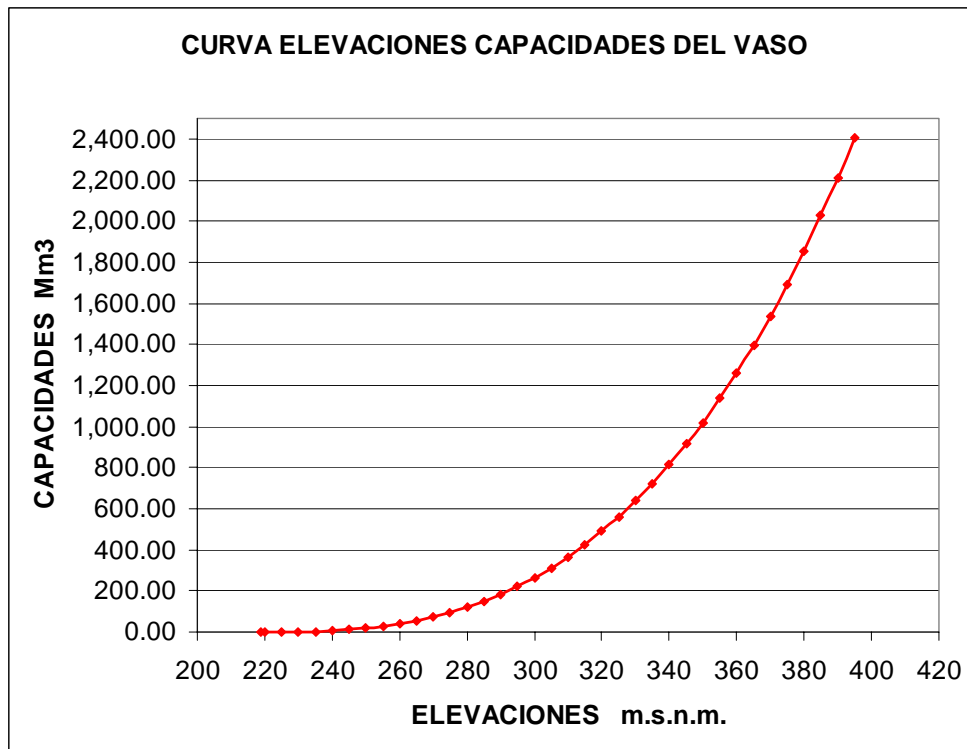


Figura VI.1. Curva Elevaciones – Capacidades del vaso de almacenamiento del P. H. El Cajón.

Tr (años)		2	5	10	20	50	100	200
Día	Hora	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s	Q _P m ³ /s
0	24	399.94	695.90	1053.00	1416.37	1851.45	2164.84	2471.94
1	6	365.89	636.64	963.33	1295.76	1693.79	1980.49	2261.44
1	12	395.76	688.62	1041.98	1401.55	1832.08	2142.19	2446.07
1	18	477.02	830.02	1255.94	1689.35	2208.28	2582.06	2948.35
1	24	441.97	769.03	1163.64	1565.20	2046.00	2392.32	2731.68
2	6	558.09	971.08	1469.37	1976.43	2583.55	3020.86	3449.39
2	12	666.04	1158.91	1753.59	2358.74	3083.30	3605.19	4116.62
2	18	830.36	1444.83	2186.22	2940.66	3843.97	4494.62	5132.22
2	24	683.50	1189.30	1799.57	2420.58	3164.13	3699.70	4224.54
3	6	1400.00	2436.00	3686.00	4958.00	6481.00	7578.00	8653.00
3	12	1168.76	2033.64	3077.17	4139.07	5410.51	6326.31	7223.75
3	18	1031.33	1794.51	2715.34	3652.38	4774.32	5582.44	6374.35
3	24	1004.04	1747.03	2643.50	3555.74	4647.99	5434.73	6205.69
4	6	969.58	1687.08	2552.78	3433.71	4488.48	5248.22	5992.72
4	12	910.23	1583.80	2396.50	3223.51	4213.71	4926.94	5625.87
4	18	834.94	1452.80	2198.28	2956.88	3865.18	4519.42	5160.53
4	24	785.15	1366.16	2067.18	2780.54	3634.67	4249.89	4852.77
5	6	754.67	1313.13	1986.95	2672.62	3493.60	4084.94	4664.42
5	12	817.61	1422.65	2152.66	2895.52	3784.97	4425.63	5053.44
5	18	818.01	1423.34	2153.70	2896.92	3786.80	4427.77	5055.89
5	24	753.88	1311.74	1984.85	2669.80	3489.91	4080.62	4659.49
6	6	614.45	1069.15	1617.77	2176.05	2844.48	3325.95	3797.77
6	12	554.70	965.18	1460.45	1964.43	2567.87	3002.52	3428.45
6	18	499.93	869.88	1316.24	1770.47	2314.32	2706.05	3089.92
6	24	460.09	800.56	1211.36	1629.39	2129.90	2490.42	2843.71
7	6	405.32	705.26	1067.15	1435.41	1876.34	2193.94	2505.17
7	12	375.44	653.27	988.49	1329.61	1738.04	2032.23	2320.52
7	18	301.75	525.04	794.46	1068.63	1396.89	1633.33	1865.03
7	24	265.90	462.67	700.08	941.67	1230.93	1439.28	1643.45

Tabla VI.29. Hidrogramas de las avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno.

Después de ingresar los datos de las curvas requeridas por el programa se realizaron diferentes tránsitos variando las elevaciones iniciales, lo que se pudo observar fue que para el caso de los túneles de desvío el nivel máximo alcanzable en el embalse al transitar una avenida no varía al elevar o disminuir la elevación inicial.

En la tabla VI.30 se presentan los datos máximos calculados (Gasto de entrada, Gasto de descarga y Elevación en el embalse) por el programa tomando como elevación inicial la elevación 229 m.s.n.m. para avenidas correspondientes a diferentes periodos de retorno.

Tr (años)	Sección (m)	Gasto de entrada m ³ /s	Gasto de descarga m ³ /s	Elevación en el embalse m.s.n.m.
2	13 x 13	1400	1316.78	235.64
	14 x 14	1400	1324.92	235.13
	15 x 15	1400	1325.77	234.65
	16 x 16	1400	1324.18	234.20
5	13 x 13	2436	2320.40	240.53
	14 x 14	2436	2327.28	239.88
	15 x 15	2436	2313.61	239.15
	16 x 16	2436	2306.27	238.65
10	13 x 13	3686	3415.30	245.63
	14 x 14	3686	3427.39	244.89
	15 x 15	3686	3525.87	243.00
	16 x 16	3686	3520.85	242.61
20	13 x 13	4958	4275.86	255.98
	14 x 14	4958	4412.81	254.52
	15 x 15	4958	4478.48	250.27
	16 x 16	4958	4519.54	246.45
50	13 x 13	6481	5110.82	265.93
	14 x 14	6481	5364.54	263.51
	15 x 15	6481	5723.25	259.03
	16 x 16	6481	5953.04	255.10
100	13 x 13	7578	5718.73	274.42
	14 x 14	7578	5963.91	270.05
	15 x 15	7578	6399.06	264.69
	16 x 16	7578	6752.33	260.24
200	13 x 13	8653	6233.14	282.32
	14 x 14	8653	6564.43	277.33
	15 x 15	8653	7008.47	270.34
	16 x 16	8653	7193.20	266.13

Tabla VI.30. Gastos de entrada, Gastos de descarga y Elevaciones en el embalse máximos para avenidas con diferentes periodos de retorno.

La expresión que mejor se ajusta al comportamiento entre los gastos de entrada (Q_P), las secciones (B) y los gastos de salida (Q_D) es:

$$Q_D = (0.240232612B^{0.62802202})Q_P \quad (6.30)$$

El error cuadrático mínimo es: 310.134295 m³/s

VI.3 Función de confiabilidad de la obra de desvío

Para determinar la ecuación de confiabilidad de los túneles de desvío trabajando en forma conjunta se sustituye la ecuación (6.29) en la ecuación (6.27) para obtener una expresión que permita obtener la elevación en el embalse a través del gasto que descargan los dos túneles, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$E = Q_D^2 \left[0.0014771450 \, 86 B^{-4.180286331} + 42.43585844 \, n^2 B^{-5.513619664} \right] + Q_D \left[-0.01442135 \, B^{-1.590143166} + 0.0034362997 \, 7 B^{-0.9149446} + 98.71903 \, n^2 B^{-2.24482779} \right] + \left[2.16398 B - 0.0167743 \, B^{1.67519856} + 0.001998476 \, B^{2.350397} + 57.4128066 \, n^2 B^{1.0170638} + 220.5 \right] \quad (6.31)$$

De la misma manera se sustituye la ecuación (6.30) en la ecuación (6.31) para obtener una expresión que permita obtener la elevación en el embalse a través del gasto que entra al embalse, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$E = Q_P^2 \left[0.00008524 \, B^{-2.9242423} + 2.44904583 \, n^2 B^{-4.257575624} \right] + Q_P \left[-0.00346448 \, B^{-0.962121146} + 0.0008255112 \, 7 B^{-0.286922581} + 23.7155305 \, n^2 B^{-1.620255914} \right] + \left[2.16398 B - 0.0167743 \, B^{1.67519856} + 0.001998476 \, B^{2.350397} + 57.4128066 \, n^2 B^{1.0170638} + 220.5 \right] \quad (6.32)$$

En la ecuación (6.32) Q_P es el gasto que entra al vaso y su determinación se hace por medio de procedimientos hidrológicos, siendo la distribución Doble Gumbel la que se obtuvo como mejor ajuste a los datos de gastos máximos anuales en el sitio con los siguientes parámetros:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \quad (6.33)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.002982448 & \beta_1 &= 1069.8763 \\ \alpha_2 &= 0.000663785 & \beta_2 &= 3158.2416 \\ p &= 0.80562957 \end{aligned}$$

La función de densidad de la distribución Doble Gumbel es:

$$f(x) = (1-p)\alpha_2 e^{\left[-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)} - e^{-\alpha_2(x-\beta_2)} - \alpha_2(x-\beta_2)\right]} + \left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}}\right] \alpha_1 e^{\left[-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)} - \alpha_1(x-\beta_1)\right]} \quad (6.34)$$

Estas expresiones se pueden representar de un modo aproximado mediante una función de distribución normal estándar. Para ello se hace uso de la transformación de Rosenblatt (Tang, 1984), la cual establece que para una variable individual la distribución normal equivalente de una variable no normal puede obtenerse de tal manera que la probabilidad acumulada, así como la ordenada de la densidad de probabilidad de la distribución normal equivalente en el punto analizado x_i^* sea igual a la correspondiente no normal, para el punto en cuestión de la superficie de falla.

Para el caso de las variables n y B , según datos de la residencia de construcción, la sobreexcavación promedio en los túneles fue de 40 cm para una sección de 14 x 14 m, el valor real y la desviación estándar de las otras secciones nominales se obtienen a partir de esta sección. El valor real de la rugosidad compuesta para todas las secciones es de 0.020 para todas las secciones, la desviación estándar se obtiene considerando el comportamiento usual de este tipo de variables el cual es de 0.00395 (Marengo, 2001), con lo que las condiciones reales del funcionamiento de la obra de desvío son las mostradas en la tabla VI.31.

Sección nominal	Ancho nominal	Ancho		Rugosidad	
		Valor medio real	Desviación estándar	Valor medio real	Desviación estándar
13 x 13	6.5	6.875	0.375	0.020	0.00395
14 x 14	7	7.400	0.400	0.020	0.00395
15 x 15	7.5	7.925	0.425	0.020	0.00395
16 x 16	8	8.450	0.450	0.020	0.00395

Tabla VI.31. Valor medio real y desviación estándar del ancho y la rugosidad del túnel para las secciones nominales analizadas.

Todas las consideraciones anteriores permiten para el valor (E_E) de la elevación de la ataguía, construir a partir de la ecuación (6.32) la función de confiabilidad o comportamiento dada por la ecuación (6.35).

$$G(x) = E - \left[\begin{array}{l} Q_p^2 \left[0.00008524B^{-2.9242423} + 2.44904583n^2 B^{-4.257575624} \right] + \\ Q_p \left[-0.00346448B^{-0.962121146} + 0.0008255112B^{-0.286922581} + 23.71553n^2 B^{-1.620255914} \right] + \\ \left[2.16398B - 0.0167743B^{1.6751985} + 0.0019984B^{2.35039} + 57.4128066n^2 B^{1.017063} + 220.5 \right] \end{array} \right] \quad (6.35)$$

VI.4 Solución por el método del segundo momento

Para determinar las condiciones límite en que la obra de desvío falla, es decir si $G(x) = 0$, se emplea el método del segundo momento, el cual requiere primero obtener las derivadas parciales de la función de comportamiento ($G(x)$) con respecto a cada una de las variables B , n y Q_p y evaluarla en el punto de falla, esto para encontrar los cosenos directores α_i^* correspondientes.

$$\left(\frac{\partial G}{\partial Q_P}\right)_* = - \left[\begin{aligned} & Q_P^* \left(0.000170497128B^{*-2.9242423} + 4.898091658n^*{}^2 B^{*-4.257575624} \right) + \\ & \left(-0.00346448B^{*-0.962121146} + 0.000825511B^{*-0.28692258} + 23.71553n^*{}^2 B^{*-1.6202559} \right) \end{aligned} \right] * \sigma_{Q_P}$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial B}\right)_* = - \left[\begin{aligned} & Q_P^{*2} \left[-0.000249287456B^{*-3.9242423} - 10.400851n^*{}^2 B^{*-5.257575624} \right] + \\ & Q_P^* \left[0.00333325B^{*-1.96212114} - 0.000236857B^{*-1.2869225} - 38.4252285n^*{}^2 B^{*-2.620255} \right] + \\ & \left[2.16398 - 0.02810025B^{*0.6751985} + 0.00469721B^{*1.35039} + 58.3924869n^*{}^2 B^{*0.017063} \right] \end{aligned} \right] * \sigma_B$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial n}\right)_* = - \left[\begin{aligned} & Q_P^{*2} \left[4.898091658n^*{}^2 B^{*-4.257575624} \right] + Q_P^* \left[47.431061n^*{}^2 B^{*-1.620255914} \right] + \\ & \left[114.8256132n^*{}^2 B^{*1.017063795} \right] \end{aligned} \right] * \sigma_n$$

Para el caso límite en que $G(x) = 0$, a partir de la función de comportamiento puede establecerse que:

$$E = \left[\begin{aligned} & Q_P^2 \left[0.00008524B^{-2.9242423} + 2.44904583n^2 B^{-4.257575624} \right] + \\ & Q_P \left[-0.00346448B^{-0.962121146} + 0.00082551127B^{-0.286922581} + 23.7155305n^2 B^{-1.620255914} \right] + \\ & \left[2.16398B - 0.0167743B^{1.6751985} + 0.001998476B^{2.35039} + 57.4128066n^2 B^{1.017063} + 220.5 \right] \end{aligned} \right]$$

Al sustituir las ecuaciones (3.45), (3.46) y (3.47) en esta ecuación la única incógnita que se tiene es β y el miembro derecho tiene distribución normal, lo que permite determinar el valor de la probabilidad P de que E no sobrepase el valor E_E de la ataguía (probabilidad de no falla) tomando en cuenta la variabilidad de B, n y Q_P (Marengo, 2001).

El cálculo de β se hace por aproximaciones hasta que $\beta_{i+1} \approx \beta$ y en cada iteración se calculan de nuevo las derivadas de la función de comportamiento así como la media y la desviación estándar μ_Q^N y σ_Q^N para la distribución normal equivalente de Q_P ; de ésta manera la función va aproximándose al valor de la altura E_E , además de la determinación de β permite identificar no solo la probabilidad de falla, sino también el gasto Q^* con que ella se produciría (Marengo, 2001).

Para ejemplificar el proceso de solución se ilustra el cálculo de la primera iteración para una sección de 14 x 14 y una elevación de ataguía a la cota 268.5 m.s.n.m. El primer valor de Q^* es igual a la media de los gastos máximos anuales registrados en el río Santiago cuyo valor es $\bar{Q} = 1782.566m^3 / s$.

Las variables tienen los parámetros mostrados en la tabla VI.32

	Media	Desviación estándar	Distribución
$Q^* = \bar{Q}$	1782.566		Gumbel
$B^* = \bar{B}$	7.40	0.40	Normal
$n^* = \bar{n}$	0.020	0.00395	Normal

Tabla VI.32. Media y desviación estándar de las variables Q^* , B^* y n^* .

La media de gasto señalada en la tabla VI.32 solo es válida para el primer cálculo, por lo que en cada iteración se deben calcular las nuevas media y desviación estándar.

Aplicando los conceptos del Anexo C (Marengo, 1994) se obtienen los valores de la media y desviación estándar para las distribución normal equivalente como sigue.

Primera iteración

Para la distribución Doble Gumbel con los parámetros mencionados anteriormente se tiene que para el valor de la media de los gastos la función de distribución acumulada vale:

$$F_Q(Q^*) = F(1782.566) = 0.729253454$$

y la función de densidad:

$$f_Q(Q^*) = f(1782.566) = 0.000283225$$

Para el valor $F(x) = 0.729253454$, la distribución normal da un valor de u :

$$u = 0.610465014$$

éste se hace igual a $\Phi^{-1}[F(x_i^*)]$

$$\Phi^{-1}[F(x_i^*)] = 0.610465014$$

evaluando $f(x)$ en distribución normal con este valor de u que se acaba de obtener:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}u^2\right)}$$

y tomando en cuenta que $u = \Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)] = 0.610465014$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}(0.610465014)^2\right)}$$

$$f(x) = 0.331120706$$

que es igual a $\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}$

sustituyendo lo anterior en:

$$\sigma_{xi} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}}{f_{xi}(x_i^*)}$$

queda

$$\sigma_Q^N = \frac{0.331120706}{0.000283225} = 1,169.109895$$

y

$$\mu_{xi}^N = x_i^* - \sigma_{xi}^N \Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]$$

$$\mu_{xi}^N = 1782.566 - 1169.109895(0.610465014) = 1,068.865312$$

los valores de las derivadas parciales son:

$$\left(\frac{\partial G}{\partial Q}\right)_* = - \left[(1782.566)(0.000170497128(7.4)^{-2.9242423} + 4.898091658(0.02)^2(7.4)^{-4.257575624}) + \right. \\ \left. (-0.003464(7.4)^{-0.962121146} + 0.00082551(7.4)^{-0.286922581} + 23.71553(0.02))^2(7.4)^{-1.620255914} \right] (1169.109) \\ = -2.21965065$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial B}\right)_* = - \left[(1782.566)^2 \left[-0.000249287456(7.4)^{-3.9242423} - 10.400851(0.02)^2(7.4)^{-5.257575624} \right] + \right. \\ \left. (1782.566) \left[0.00333(7.4)^{-1.96212114} - 0.000236(7.4)^{-1.2869225} - 38.42522(0.02)^2(7.4)^{-2.620255} \right] + \right. \\ \left. \left[2.16398 - 0.028100(7.4)^{0.6751985} + 0.004697(7.4)^{1.35039} + 58.39248(0.02)^2(7.4)^{0.017063} \right] \right] (0.40) \\ = -0.570384$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial n}\right)_* = - \left[(1782.566)^2 \left[4.898091658(0.02)(7.4)^{-4.257575624} \right] + (1782.566) \left[47.431061(0.2)(7.4)^{-1.620255914} \right] + \right. \\ \left. \left[114.8256132(0.02)(7.4)^{1.017063795} \right] \right] (0.00395) \\ = -0.575154$$

Calculando

$$SS = \sqrt{\left(\frac{\partial G}{\partial Q}\right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial B}\right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial n}\right)^2} = \sqrt{(-2.21965065)^2 + (-0.570384)^2 + (-0.575154)^2} \\ = 2.362835$$

se obtienen los cosenos directores como:

$$\alpha_Q^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial Q}}{SS} = \frac{-2.21965065}{2.362835} = -0.93940$$

$$\alpha_B^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial B}}{SS} = \frac{-0.570384}{2.362835} = -0.24140$$

$$\alpha_n^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial n}}{SS} = \frac{-0.575154}{2.362835} = -0.24342$$

por lo que

$$\begin{aligned} Q^* &= \mu_Q^N - \beta \alpha_Q^N \sigma_Q^N = 1068.865312 - \beta (-0.93940) (1169.109895) \\ &= 1068.865312 + 1098.261035\beta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= \mu_B^N - \beta \alpha_B^N \sigma_B^N = 7.40 - \beta (-0.24140) (0.40) \\ &= 7.40 + 0.9656\beta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n^* &= \mu_n^N - \beta \alpha_n^N \sigma_n^N = 0.020 - \beta (-0.24342) (0.00395) \\ &= 0.020 + 0.000961509\beta \end{aligned}$$

Sustituyendo éste valor en la función de confiabilidad

$$\begin{aligned} G(x) &= (268.50) - \left\{ (1068.865 + 1098.261\beta)^2 \left[0.0000852(7.40 + 0.9656\beta)^{-2.92424} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 2.44904(0.020 + 0.000961509\beta)^2 (7.40 + 0.9656\beta)^{-4.257575} \right] \right. \\ &\quad \left. + (1068.865 + 1098.261\beta) \left[-0.003464(7.40 + 0.9656\beta)^{-0.9621211} + 0.0008255(7.40 + 0.9656\beta)^{-0.2869225} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 23.71553(=0.020 + 0.000961509\beta)^2 (7.40 + 0.9656\beta)^{-1.620255914} \right] \right. \\ &\quad \left. + \left[2.16398(7.40 + 0.9656\beta) - 0.0167743(7.40 + 0.9656\beta)^{1.6751985} + 0.0019984(7.40 + 0.9656\beta)^{2.35039} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 57.4128066(=0.020 + 0.000961509\beta)^2 (7.40 + 0.9656\beta)^2 (7.40 + 0.9656\beta)^{1.017063} + 220.5 \right] = 0 \end{aligned}$$

Que se resuelve con $\beta = 6.161390805$

Por lo que el nuevo punto de falla queda

$$Q^* = 1068.865312 + (1098.261035)(6.161390805) = 7835.696761 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B^* = 7.40 + (0.9656)(6.161390805) = 7.9949 \text{ m}$$

$$n^* = 0.020 + (0.000961509)(6.161390805) = 0.025924154$$

Segunda iteración

Para la distribución Doble Gumbel con los parámetros mencionados anteriormente se tiene que para el valor del nuevo punto de falla la función de distribución acumulada vale:

$$F_Q(Q^*) = F(7835.696761) = 0.991478359$$

y la función de densidad:

$$f_Q(Q^*) = f(7835.696761) = 5.53069 \times 10^{-06}$$

Para el valor $F(x) = 0.991478359$ en distribución normal se obtiene el valor de u :

$$u = 2.385945293$$

éste valor se hace igual a $\Phi^{-1}[F(x_i^*)]$

$$\Phi^{-1}[F(x_i^*)] = 2.385945293$$

evaluando $f(x)$ en distribución normal con este valor de u que se acaba de obtener:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}u^2\right)}$$

y tomando en cuenta que $u = \Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)] = 2.385945293$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}(2.385945293)^2\right)}$$

$$f(x) = 0.023160524$$

que es igual a $\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}$

sustituyendo lo anterior en:

$$\sigma_{xi} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}}{f_{xi}(x_i^*)}$$

queda

$$\sigma_Q^N = \frac{0.023160524}{5.53069 \times 10^{-06}} = 4187.636601$$

y

$$\mu_{x_i}^N = x_i^* - \sigma_{x_i}^N \Phi^{-1} \left[F_{x_i}(x_i^*) \right]$$

$$\mu_{x_i}^N = 7835.69676 - 4187.63660 \cdot 1(2.38594529) = -2155.77508$$

los valores de las derivadas parciales son:

$$\left(\frac{\partial G}{\partial Q} \right)_* = - \left[(7835.696) (0.000170497128 (7.4)^{-2.9242423} + 4.898091658 (0.02)^2 (7.4)^{-4.257575624}) + \right. \\ \left. (-0.003464 (7.4)^{-0.962121146} + 0.00082551 (7.4)^{-0.286922581} + 23.71553 (0.02)^2 (7.4)^{-1.620255914}) \right] (4187.6366) \\ = -30.25245646$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial B} \right)_* = - \left[(7835.696)^2 \left[-0.000249287456 (7.4)^{-3.9242423} - 10.400851 (0.02)^2 (7.4)^{-5.257575624} \right] + \right. \\ \left. (7835.696) \left[0.00333 (7.4)^{-1.96212114} - 0.000236 (7.4)^{-1.2869225} - 38.42522 (0.02)^2 (7.4)^{-2.620255} \right] + \right. \\ \left. \left[2.16398 - 0.028100 (7.4)^{0.6751985} + 0.004697 (7.4)^{1.35039} + 58.39248 (0.02)^2 (7.4)^{0.017063} \right] \right] (0.40) \\ = 4.377645$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial n} \right)_* = - \left[(7835.696)^2 \left[4.898091658 (0.02) (7.4)^{-4.257575624} \right] + (7835.696) \left[47.431061 (0.2) (7.4)^{-1.620255914} \right] + \right. \\ \left. \left[114.8256132 (0.02) (7.4)^{1.017063795} \right] \right] (0.00395) \\ = -5.947398$$

Calculando

$$SS = \sqrt{\left(\frac{\partial G}{\partial Q} \right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial B} \right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial n} \right)^2} = \sqrt{(-30.25245646)^2 + (4.377645)^2 + (-5.947398)^2} \\ = 31.140752$$

se obtienen los cosenos directores como:

$$\alpha_Q^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial Q}}{SS} = \frac{-30.25245646}{31.140752} = -0.97147$$

$$\alpha_B^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial B}}{SS} = \frac{4.377645}{31.140752} = 0.14058$$

$$\alpha_n^* = \frac{\frac{\partial G}{\partial n}}{SS} = \frac{-5.947398}{31.140752} = -0.19098$$

por lo que

$$Q^* = \mu_Q^N - \beta \alpha_Q^N \sigma_Q^N = -2155.77508 - \beta (-0.97147) (4187.6366) \\ = -2155.77508 + 4068.163328\beta$$

$$B^* = \mu_B^N - \beta \alpha_B^N \sigma_B^N = 7.40 - \beta (0.14058) (0.40) \\ = 7.40 - 0.056232\beta$$

$$n^* = \mu_n^N - \beta \alpha_n^N \sigma_n^N = 0.020 - \beta (-0.19098) (0.00395) \\ = 0.020 + 0.000754371\beta$$

Sustituyendo éste valor en la función de confiabilidad

$$G(x) = (268.50) - \{(-2155.775 + 4068.1633\beta)^2 [0.0000852(7.40 - 0.05623\beta)^{-2.92424} \\ + 2.44904(0.020 + 0.000754371)^2 (7.40 - 0.05623\beta)^{-4.257575}] \\ + (-2155.775 + 4068.1633\beta) [-0.003464(7.40 - 0.05623\beta)^{-0.9621211} + 0.0008255(7.40 - 0.05623\beta)^{-0.2869225} \\ + 23.71553(= 0.020 + 0.000754371\beta)^2 (7.40 - 0.05623\beta)^{-1.620255914}] \\ + [2.16398(7.40 - 0.05623\beta) - 0.0167743(7.40 - 0.05623\beta)^{1.6751985} + 0.0019984(7.40 - 0.05623\beta)^{2.35039} \\ + 57.4128066(= 0.020 + 0.000754371\beta)^2 (7.40 - 0.05623\beta)^{1.017063} + 220.5] = 0$$

Que se resuelve con $\beta = 2.392943828$

Por lo que el nuevo punto de falla queda

$$Q^* = -2155.77508 + (4068.163328)(2.392943828) = 7579.159514 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B^* = 7.40 - (0.056232)(2.392943828) = 7.265443732 \text{ m}$$

$$n^* = 0.020 + (0.000754371)(2.392943828) = 0.021805209$$

El procedimiento se repite hasta que se alcance el grado deseado de tolerancia entre los valores de β .

Los resultados de las iteraciones se presentan en la tabla VI.33.

Iteración	Variable	Punto asumido de falla	σ	μ	α	β	Nuevo punto de falla
1	Q	1782.5660	1169.10990	1068.865312	-0.93940	6.161391	7835.6968
	B	7.400	0.400	7.400	-0.24140		7.9949
	n	0.0200	0.00395	0.020	-0.24342		0.0259
2	Q	7835.6968	4187.63660	-2155.77508	-0.97147	2.392944	7579.1595
	B	7.995	0.400	7.400	0.14058		7.2654
	n	0.0259	0.00395	0.020	-0.19098		0.0218
3	Q	7579.1595	4115.08267	-1986.75987	-0.97239	2.392944	7588.5286
	B	7.265	0.400	7.400	0.13653		7.2693
	n	0.0218	0.00395	0.020	-0.18925		0.0218
4	Q	7588.5286	4119.94243	-1997.03049	-0.97239	2.392698	7588.5261
	B	7.269	0.400	7.400	0.13661		7.2693
	n	0.0218	0.00395	0.020	-0.18922		0.0218
5	Q	7588.5261	4119.94110	-1997.0277	-0.97239	2.392698	7588.5260
	B	7.269	0.400	7.400	0.13661		7.2693
	n	0.0218	0.00395	0.020	-0.18922		0.0218

Tabla. VI.33. Resumen de iteraciones para encontrar el valor de β .

Para el último valor de β de la tabla VI.33, el punto de falla es:

$$Q^* = 7588.5260 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B^* = 7.2693 \text{ m}$$

$$n^* = 0.0218$$

Basándose en que el valor de β de la cuarta iteración, la probabilidad de comportamiento satisfactorio es:

$$P = \Phi(2.392698) = 0.991617453$$

La probabilidad de falla se obtiene sustituyendo el valor anterior en la ecuación (3.49), esta es:

$$P_F = 1 - 0.991617453 = 0.008382547$$

De acuerdo a la ecuación (3.50) el periodo de retorno asociado a esta probabilidad de falla es:

$$Tr = \frac{1}{0.008382547} = 119.2954 \text{ años}$$

Finalmente el riesgo, tomando un período de evaluación (n) de dos años, es:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{119.2954}\right)^2 = 0.01669$$

A continuación, se analizan 4 diámetros diferentes y en cada caso se calcularon las elevaciones en el embalse para las probabilidades de no falla de 0.95, 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99 el valor de la elevación en el embalse, la probabilidad de falla, y el punto de falla (β , Q^* , B^* y n^*) con el que ésta se produciría. Estos datos se muestran en la tabla VI.34.

Para determinar la elevación final que debe tener la ataguía se consideran dos metros de bordo libre con respecto la elevación de riesgo obtenida. La altura de la ataguía se obtiene restando a la elevación final la cota de desplante de la misma. De acuerdo a datos del informe hidrológico e hidráulico de CFE (2002) el desplante se encuentra a la elevación 220 m.s.n.m.

Sección (m)	Elevación de riesgo (m.s.n.m.)	Elevación Ataguía (m.s.n.m.)	Altura Ataguía (m)	Prob. de no falla	Prob. de falla	n	B (m)	Q (m ³ /s)
6.875	254.63	256.63	36.63	0.96	0.04	0.021132	6.7927	5258.2687
	258.20	260.20	40.20	0.97	0.03	0.021276	6.7809	5708.3851
	263.59	265.59	45.59	0.98	0.02	0.021463	6.7651	6318.3876
	273.97	275.97	55.97	0.99	0.01	0.021755	6.7396	7328.9824
7.400	251.49	253.49	33.49	0.96	0.04	0.021121	7.3417	5265.8801
	254.23	256.23	36.23	0.97	0.03	0.021261	7.3273	5717.0278
	258.37	260.37	40.37	0.98	0.02	0.021439	7.3081	6329.3705
	266.32	268.32	48.32	0.99	0.01	0.021719	7.2769	7340.1462
7.925	249.66	251.66	31.66	0.96	0.04	0.021117	7.8769	5275.3853
	251.83	253.83	33.83	0.97	0.03	0.021253	7.8617	5728.6806
	255.10	257.10	37.10	0.98	0.02	0.021425	7.8411	6345.2462
	261.36	263.36	43.36	0.99	0.01	0.021696	7.8076	7360.8607
8.450	248.62	250.62	30.62	0.96	0.04	0.021117	8.4165	5282.9760
	250.37	252.37	32.37	0.97	0.03	0.021250	8.4003	5740.8694
	252.99	254.99	34.99	0.98	0.02	0.021418	8.3782	6358.7009
	258.02	260.02	40.02	0.99	0.01	0.021679	8.3421	7380.9334

Tabla VI.34. Resultados del método del segundo momento para probabilidades de no falla de 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99.

El riesgo asociado a cada probabilidad de falla para períodos de evaluación de 2 y 3 años se presenta en la tabla VI.35.

Tr años	Probabilidad de no falla	Probabilidad de falla	Riesgo a 2 años	Riesgo a 3 años
25	0.96	0.04	0.0784	0.115
33	0.97	0.03	0.0591	0.0873
50	0.98	0.02	0.0396	0.0588
100	0.99	0.01	0.0199	0.0297

Tabla VI.35. Riesgo asociado a probabilidades de no falla de 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99.

Para seleccionar el diseño económicamente óptimo se calcula el costo total de construcción considerando el costo que representa la construcción de los túneles y de la ataguía en sus diferentes combinaciones de sección y altura presentadas en la tabla VI.34 y considerando el costo que representaría si la obra de desvío falla, lo que implicaría retrasar un año la entrada en operación del proyecto, lo cual significaría dejar de generar energía en ese año, además de los daños que causaría y las pérdidas de los trabajos ejecutados hasta el momento.

Las estimaciones de los costos antes mencionados se encuentran en precios de 2002 y se obtuvieron a partir de los datos obtenidos por la CFE (2002) en su informe final de los estudios hidrológicos e hidráulicos del P. H. El Cajón. Por un año de retraso en la entrada de operación de la planta se estima un costo de \$1 000 millones, los daños diversos estimados se estiman en \$435.5 millones, el costo de daños en la ataguía y la cortina se estima en \$137.08/m³.

Los costos por la construcción de los túneles y ataguías en sus diferentes combinaciones, el costo de los daños esperados y el costo total de construcción de la obra de desvío se muestran en la tabla VI.36.

Sección (m)	Altura Ataguía (m)	Prob. de falla	Costo de túneles*	Costo de Ataguías*	Daño esperado*	Costo de construcción*
6.875	36.63	0.04	178.57	21.21	99.50	299.28
	40.20	0.03	178.57	21.53	74.47	274.56
	45.59	0.02	178.57	24.37	51.70	254.64
	55.97	0.01	178.57	35.20	31.20	244.96
7.400	33.49	0.04	205.24	22.02	99.50	326.76
	36.23	0.03	205.24	21.26	74.47	300.97
	40.37	0.02	205.24	21.57	51.70	278.52
	48.32	0.01	205.24	26.73	31.20	263.17
7.925	31.66	0.04	231.92	22.93	99.50	354.35
	33.83	0.03	231.92	21.89	74.47	328.27
	37.10	0.02	231.92	21.18	51.70	304.80
	43.36	0.01	231.92	22.87	31.20	285.99
8.450	30.62	0.04	258.59	23.59	99.50	381.69
	32.37	0.03	258.59	22.54	74.47	355.60
	34.99	0.02	258.59	21.51	51.70	331.80
	40.02	0.01	258.59	21.48	31.20	311.27

* Todos los costos son en millones de pesos

Tabla VI.36 Costos de construcción para probabilidades de falla de 0.04, 0.03, 0.02 y 0.01 por el método del segundo momento.

Como se puede observar la construcción de los túneles y el daño esperado por falla de la obra de desvío es lo que más influye en el costo total, caso contrario del costo por la construcción de las ataguías, el cual no varía mucho con respecto a la altura, por esta razón los costos mínimos para las diferentes probabilidades de falla se dan para la sección real de 6.875 m.

Finalmente se selecciona la probabilidad de falla que corresponde al menor costo total que en este caso resulta ser 0.01 por lo que la sección y elevación óptima por el método del segundo momento son:

Sección nominal: 13.00 m

Sección real: 13.75 m

Elevación de la ataguía aguas arriba (redondeado): 276.00 m.s.n.m.

El punto probable de falla es:

$$Q_P = 7328.9824 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 6.7396 \text{ m}$$

$$n = 0.021755$$

De acuerdo al hecho de que el límite del macizo rocoso más sano se localiza por debajo de la cota 269 m.s.n.m. conviene mantener la altura de la ataguía en 45.59 m lo cual representa la probabilidad de falla de 0.02 por lo que la sección y elevación óptima por el método del segundo momento son:

Sección nominal: 13.00 m

Sección real: 13.75 m

Elevación de la ataguía aguas arriba (redondeado): 265.50 m.s.n.m.

El punto probable de falla es:

$$Q_P = 6318.3876 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 6.7651 \text{ m}$$

$$n = 0.02146$$

Otra opción sería mantener la altura de la ataguía en 48.32 m lo cual representa una probabilidad de falla de 0.01 con una sección real de 14.80 m, el diseño óptimo por el método del segundo momento es:

Sección nominal: 14.00 m

Sección real: 14.80 m

Elevación de la ataguía aguas arriba (redondeado): 268.50 m.s.n.m.

El punto probable de falla es:

$$Q_P = 7340.1462 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 7.2769 \text{ m}$$

$$n = 0.021719$$

Esta opción es la más óptima ya que aunque representa un incremento en el costo de \$8.53 millones de pesos, lo cual no es representativo ante el costo total del proyecto, se gana en seguridad. Esta opción es 2 veces mayor con respecto a la opción anterior al pasar de una probabilidad de falla de 0.02 para un $Tr = 50$ años a una probabilidad de falla de 0.01 para un $Tr = 100$ años, el riesgo asociado es de 0.37647 y la altura de la ataguía queda dentro de la elevación máxima que permite la geología del lugar.

En resumen, el procedimiento que se debe seguir para realizar el análisis de riesgo de falla, aplicando la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento al diseño de la obra de desvío, conformada por dos túneles con secciones iguales tipo baúl, es el siguiente:

Para obtener la función de confiabilidad del sistema se debe:

1. Determinar los gastos que mejor se ajusten a una función de distribución de probabilidad (Doble Gumbel, General de Valores Extremos, Lognormal, etc.) a partir de los gastos máximos históricos para diferentes períodos de retorno y obtener los parámetros que definen dicha función.
2. Determinar el funcionamiento hidráulico como canal considerando diferentes secciones de los túneles y gastos de descarga propuestos, obteniendo para cada combinación, el gasto que pasa por cada uno de los túneles y la elevación que se presentaría en el embalse.
3. Determinar el funcionamiento hidráulico como tubo lleno considerando diferentes secciones de los túneles y gastos de descarga propuestos, obteniendo para cada combinación, el gasto que pasa por cada uno de los túneles y la elevación que se presentaría en el embalse.
4. Determinar el funcionamiento hidráulico conjunto de los túneles a partir de los valores obtenidos en los puntos 2 y 3. De esta manera se tiene el gasto que pasa por cada uno de los túneles y las elevaciones en el embalse para diferentes gastos de descarga y secciones de los túneles en un trabajo conjunto de los túneles como canal y tubo lleno.
5. Correlacionar los datos obtenidos en el punto 4 de manera que a partir de la sección (B) de los túneles y el gasto de descarga (Q_D) propuesto se pueda obtener el gasto que pasa por uno de los túneles. En este caso, se eligió el gasto que pasa por el túnel 1 (Q_1) llegando a una expresión como la ecuación (6.29).
6. Realizar tránsitos de avenidas para cada una de las combinaciones posibles, considerando los gastos máximos para diferentes períodos de retorno y la capacidad de descarga de los túneles para diferentes secciones, obteniendo en cada combinación, el gasto máximo de salida y la elevación máxima presentada en el embalse.
7. Correlacionar los datos obtenidos en el punto 6 de manera que a partir de la sección (B) de los túneles y el gasto de entrada al vaso (Q_P) se pueda determinar el gasto de salida llegando a una expresión como la ecuación (6.30).
8. Sustituir la ecuación obtenida en el punto 7 en la ecuación obtenida en el punto 5 con la finalidad de obtener una expresión, como la ecuación (6.31), que permita obtener el gasto que pasa por uno de los túneles a partir de la sección (B) de los túneles y el gasto de entrada al vaso (Q_P).
9. De la misma manera, sustituir la expresión obtenida en el punto 8 en la ecuación de la energía del túnel elegido para un trabajo como tubo lleno, como la

ecuación (6.27), con la finalidad de obtener una expresión, como la ecuación (6.32), que permita obtener la elevación máxima en el embalse a partir de la sección (B) y la rugosidad (n) de los túneles y el gasto de entrada al vaso (Q_P).

10. Obtener la función de confiabilidad ($G(x)$) relacionando la expresión obtenida en el punto 9 con una elevación de la ataguía aguas arriba propuesta llegando a una expresión como la ecuación (6.35).

Para solucionar la función de confiabilidad mediante el método del segundo momento se debe:

11. Representar la función de distribución de probabilidad obtenida mediante una función de distribución normal estándar usando la transformación de Rosenblatt (Tang, 1984).
12. Determinar la media y la desviación estándar para la distribución normal equivalente del gasto pico.
13. Determinar los cosenos directores a partir de las derivadas parciales de la función de confiabilidad con respecto a cada una de las variables involucradas.
14. Determinar las nuevas variables en distribución normal a partir de las medias, las desviaciones estándar y los cosenos directores dejando las expresiones en función del índice de confiabilidad (β).
15. Sustituir las expresiones del punto 14 en la función de confiabilidad y valorarla para el caso límite en que $G(x) = 0$ para obtener el valor de β .
16. Sustituir el valor de β obtenido en el punto 15 en las expresiones del punto 14 para obtener una nueva superficie de falla.
17. Con esta nueva superficie de falla se repite el procedimiento a partir del punto 11 hasta que $\beta_{i+1} \approx \beta$.
18. Obtenido el valor de β , se obtiene la superficie de falla con las ecuaciones obtenidas en el punto 14, la probabilidad de no falla a partir de β y las tablas de la distribución normal y la probabilidad de falla, el periodo de retorno y el riesgo asociado mediante las ecuaciones (3.58), (3.59) y (3.60) respectivamente.

Cabe mencionar que en este caso se realizó el análisis considerando sólo tres variables (Q_P , B y n). También se pudo realizar el análisis variando, además de las variables mencionadas, el número de los túneles de desvío, el revestimiento a lo largo de los mismos, etc. El desarrollo de la teoría de la confiabilidad se puede hacer tan simple o tan complejo como se desee, dependiendo de lo detallado del análisis.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO VII

**Análisis de riesgo de falla
para el diseño de la obra de
excedencias del
P. H. El Cajón**

VII. Análisis de riesgo de falla para el diseño de la obra de excedencias del P. H. El Cajón

En este capítulo, aplicando la teoría de la confiabilidad al diseño de la obra de excedencias del P. H. El Cajón, se revisará la seguridad de la presa ante avenidas. Como primer paso, se realizará el análisis de riesgo potencial de falla de la presa de acuerdo al método propuesto por Marengo (1998) para determinar si ésta requiere de un análisis de riesgo de falla detallado. Después, se establecerá el funcionamiento hidráulico del vertedor, con el fin de obtener una función que permita determinar las elevaciones máximas en el embalse a partir de los gastos de descarga. Como siguiente paso, se obtendrá la avenida de diseño de la obra de excedencias mediante la función de distribución de probabilidad GVE así como las avenidas correspondientes a diferentes periodos de retorno seleccionados, se transitarán por el vaso dichas avenidas con una forma dada de hidrograma a partir de diferentes niveles iniciales en el embalse, con la finalidad de obtener las elevaciones máximas en el embalse correspondientes, con los datos anteriores se determinará una función que permitirá obtener estas elevaciones máximas a partir de los gastos de entrada al vaso. Con la función anterior se obtendrá la función de confiabilidad considerando una elevación supuesta de la cortina. Se le da solución al sistema por medio del método del segundo momento para diferentes probabilidades de no falla para obtener los valores límite de las variables involucradas, la probabilidad de falla y el riesgo asociado, determinando la elevación máxima en el embalse y comparándola con la que puede resistir la estructura en estudio con la finalidad de determinar la seguridad de la presa.

VII.1 Riesgo potencial de falla

De acuerdo con el criterio mencionado el capítulo 4 para determinar el riesgo potencial de falla, en el caso del P. H. El Cajón, el peso en puntos de cada uno de los factores es el indicado en la tabla VII.1.

Con este factor de riesgo total ($FRT = 36$), la clase de riesgo del P. H. El Cajón es extremo tipo IV, por lo que, de acuerdo con el criterio que se indica en la referencia señalada, debe hacerse un análisis de riesgo de falla detallado para esta presa.

Factor de riesgo	Peso en puntos
Por capacidad	6
Por altura	6
Requerimiento (evacuación)	12
Daño potencial (aguas abajo)	12
Total	36

Tabla VII.1. Peso en puntos, asociado a distintos factores de riesgo de la presa El Cajón, para estimar el riesgo potencial de falla.

VII.2 Comportamiento del vertedor

La estructura de control está formada por 6 vanos de 12 m divididos con 5 pilas de 3.8 m de espesor y 49.98 m de largo, que aloja 6 compuertas radiales de 12 m de ancho y 20.7 m de altura, apoyadas en la parte inferior sobre un cimacio de concreto del tipo Creager, la cresta de este cimacio se encuentra a la elevación 372 m.s.n.m (CFE, 2002).

La elevación del NAMO es a la cota 391.00 m.s.n.m, dicha elevación se toma como la elevación inicial para determinar el comportamiento de descargas del vertedor, el coeficiente de descarga (C) que se utiliza es de 2.054 que resulta ser muy eficiente para el desalojo del agua. El gasto que saldrá por las turbinas para generación de energía es de $519 \text{ m}^3/\text{s}$ (CFE, 2002).

Se propone una política de operación de compuertas, con incrementos de los niveles en el vaso a cada 25 cm, para avenidas con periodo de retorno de 10 000 años o menores (CFE, 2002).

Con los datos anteriores se procede a calcular el comportamiento del vertedor para diferentes elevaciones. Para esto nos apoyamos en las ecuaciones (3.35) y (3.36) siendo la primera para calcular el gasto cuando la descarga se está controlando mediante las compuertas y la segunda para determinar el gasto cuando la descarga es libre (CFE, 2002).

Evaluando éstas ecuaciones se encuentra la relación entre los gastos de salida a través del vertedor con respecto a la elevación del nivel del agua. Estos resultados se muestran en la tabla VII.2.

Como se puede ver en la figura VII.1 cuando se mantiene la descarga controlada cada 25 cm, la abertura de compuertas se mantiene constante hasta la elevación 393.76 m.s.n.m. en que el vertedor descarga libremente.

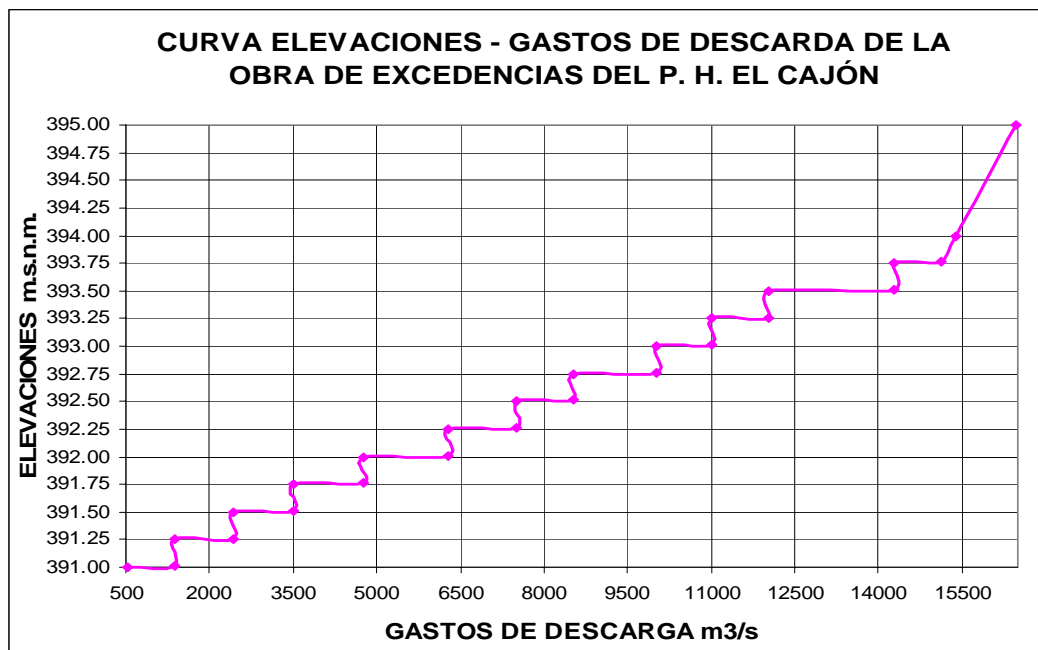


Figura VII.1. Curva Elevaciones – Descargas de la obra de excedencias del P. H. El Cajón.

Elevación (m)	Gasto por vertedor (m ³ /s)	Gasto por turbinas (m ³ /s)	Gasto total de descarga (m ³ /s)
391.00	0	519	519
391.01	850	519	1369
391.25	850	519	1369
391.26	1900	519	2419
391.50	1900	519	2419
391.51	3000	519	3519
391.75	3000	519	3519
391.76	4250	519	4769
392.00	4250	519	4769
392.01	5750	519	6269
392.25	5750	519	6269
392.26	7000	519	7519
392.50	7000	519	7519
392.51	8000	519	8519
392.75	8000	519	8519
392.76	9500	519	10019
393.00	9500	519	10019
393.01	10500	519	11019
393.25	10500	519	11019
393.26	11500	519	12019
393.50	11500	519	12019
393.51	13750	519	14269
393.75	13750	519	14269
393.76	14597	519	15116
394.00	14864	519	15383
395.00	15950	519	16469

Tabla VII.2. Elevaciones del embalse - gastos de descarga de la obra de Excedencias (CFE, 2002).

VII.3 Determinación de la avenida de diseño de la obra de excedencias mediante la función de distribución General de Valores Extremos

Para el caso del diseño de la obra de excedencias se utilizó la distribución General de Valores Extremos, este análisis fue realizado por la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), de la Comisión Nacional del Agua (CNA), con esta distribución se determinó un valor asignado al $T_r = 10\ 000$ años de $15\ 915\ m^3/s$, valor más conservador para garantizar la seguridad hidrológica de la presa. Debido a lo anterior los gastos máximos para diferentes periodos de retorno se vieron modificados para el diseño del vertedor y por consiguiente los hidrogramas correspondientes (CFE, 2002).

De acuerdo a la metodología presentada en el Capítulo IV se ordenan los valores de los gastos máximos históricos de menor a mayor y se obtienen los momentos de probabilidad pesada de acuerdo a las ecuaciones (4.15), (4.16) y (4.17). Los resultados se muestran en la tabla VII.3.

i	Gastos Máximos (m³/s)	M1	M2
1	400.50	18,423.0000	829,035.0000
2	508.10	22,864.5000	1,006,038.0000
3	545.80	24,015.2000	1,032,653.6000
4	546.30	23,490.9000	986,617.8000
5	601.20	25,250.4000	1,035,266.4000
6	667.20	27,355.2000	1,094,208.0000
7	695.00	27,800.0000	1,084,200.0000
8	805.00	31,395.0000	1,193,010.0000
9	826.30	31,399.4000	1,161,777.8000
10	842.00	31,154.0000	1,121,544.0000
11	935.50	33,678.0000	1,178,730.0000
12	1,016.20	35,567.0000	1,209,278.0000
13	1,035.70	35,213.8000	1,162,055.4000
14	1,095.40	36,148.2000	1,156,742.4000
15	1,108.00	35,456.0000	1,099,136.0000
16	1,156.10	35,839.1000	1,075,173.0000
17	1,204.10	36,123.0000	1,047,567.0000
18	1,229.50	35,655.5000	998,354.0000
19	1,239.00	34,692.0000	936,684.0000
20	1,247.40	33,679.8000	875,674.8000
21	1,328.30	34,535.8000	863,395.0000
22	1,364.40	34,110.0000	818,640.0000
23	1,411.80	33,883.2000	779,313.6000
24	1,414.00	32,522.0000	715,484.0000
25	1,433.00	31,526.0000	662,046.0000
26	1,458.60	30,630.6000	612,612.0000
27	1,571.00	31,420.0000	596,980.0000
28	1,671.20	31,752.8000	571,550.4000
29	1,676.40	30,175.2000	512,978.4000
30	1,708.40	29,042.8000	464,684.8000
31	1,787.00	28,592.0000	428,880.0000
32	1,890.50	28,357.5000	397,005.0000
33	1,959.70	27,435.8000	356,665.4000
34	1,992.20	25,898.6000	310,783.2000
35	2,022.70	24,272.4000	266,996.4000
36	2,132.50	23,457.5000	234,575.0000
37	2,284.00	22,840.0000	205,560.0000
38	2,352.20	21,169.8000	169,358.4000
39	2,597.00	20,776.0000	145,432.0000
40	2,613.60	18,295.2000	109,771.2000
41	2,803.70	16,822.2000	84,111.0000
42	2,964.00	14,820.0000	59,280.0000
43	3,365.50	13,462.0000	40,386.0000
44	3,759.80	11,279.4000	22,558.8000
45	4,441.50	8,883.0000	8,883.0000
46	4,882.00	4,882.0000	0.0000
47	7,191.30	0.0000	0.0000
M(x)	1,782.566	576.3375578	315.7742296

Tabla VII.3. Momentos de probabilidad pesada.

Con los datos anteriores se determina la constante C_{RV}

$$C_{VR} = \frac{3(315.774) - 1782.566}{1782.566 - 2(576.337)} = -1.32601272$$

Con la constante anterior se determina el parámetro β haciendo la función $f(\beta) = 0$

$$F(\beta) = 2^\beta(-1.326 + 2) + \left(\frac{2}{3}\right)^\beta - (-1.326 + 3) = 0$$

El valor de β que resuelve la ecuación anterior es $\beta = -0.138994376$

Para determinar el valor de la función Gamma $\Gamma(1+\beta)$ se conocen dos propiedades de esta función:

$$\Gamma(z)\Gamma(1-z) = \frac{\pi}{\text{sen}(\pi \cdot z)} \quad \text{y} \quad \Gamma(1+z) = z\Gamma(z)$$

si se hace $z = \beta$ se tiene que:

$$\Gamma(1-z) = \Gamma(1-(-0.138994376)) = \Gamma(1.138994376)$$

de las tablas de la función Gamma se obtiene:

$$\Gamma(1-z) = \Gamma(1.138994376) = 0.93833452$$

por lo que

$$\Gamma(-0.138994376)\Gamma(1.138994376) = \frac{\pi}{\text{sen}(\pi \cdot -0.138994376)} = -7.4283815$$

$$\Gamma(-0.138994376) = \frac{-7.428315}{\Gamma(1.138994376)} = \frac{-7.428315}{0.93833452} = -7.916559971$$

Finalmente

$$\Gamma(1+z) = \Gamma(1-0.138994376) = \Gamma(0.861005623)$$

por lo que

$$\begin{aligned} \Gamma(0.861005623) &= -0.138994376\Gamma(-0.138994376) = -0.138994376(-7.916559971) \\ &= 1.100372539 \end{aligned}$$

Así $\Gamma(1+\beta) = 1.100372539$

Con los valores anteriores se obtienen α y x_0 con las ecuaciones (4.11) y (4.12):

$$\alpha = \frac{-0.138994376[1782.566 - 2(576.338)]}{1.100372539 \left(1 - \frac{1}{2^{-0.138994376}}\right)} = 786.7040742$$

$$x_0 = 1782.566 + \frac{786.7040742}{-0.138994376} [1.100372539 - 1] = 1214.460343 \text{ m}^3/\text{s}$$

De esta manera, la función de distribución de probabilidad General de Valores Extremos representada por la ecuación (4.4) queda determinada por los siguientes parámetros:

$$F(x)_{\max} = \exp \left\{ - \left[1 - \frac{\beta(x - x_0)}{\alpha} \right]^{\frac{1}{\beta}} \right\}$$

donde

$$\alpha = 786.7040742$$

$$\beta = -0.138994376$$

$$x_0 = 1214.460343$$

La función de densidad de la distribución de probabilidad General de Valores Extremos es:

$$f(x) = e^{-\left[1 - \frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right]^{\frac{1}{\beta}}} \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right]^{\frac{1}{\beta}-1} \quad (7.1)$$

Sustituyendo los valores de α , β y x_0 en la ecuación (4.5) se obtienen los gastos máximos para diferentes períodos de retorno. Los resultados se muestran en la tabla VII.4.

Tr años	P(1-1/T)	Qmáx _{estimado} m ³ /s
2	0.5000	1510.268
5	0.8000	2526.488
10	0.9000	3292.983
20	0.9500	4107.293
50	0.9800	5289.865
100	0.9900	6282.022
200	0.9950	7371.107
500	0.9980	8978.905
1,000	0.9990	10337.64
5,000	0.9998	14044.798
10,000	0.9999	15915.000

Tabla VII.4. Gastos máximos para diferentes periodos de retorno. Función de distribución General de Valores Extremos.

El gasto que se determinó como gasto de diseño para la obra de excedencias fue el correspondiente al período de retorno de 10 000 años de 15 915 m³/s.

Los hidrogramas correspondientes a las avenidas máximas para diferentes periodos de retorno se muestran en la tabla VII.5.

Tr años		2	5	10	20	50
Día	Hora	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s
0	24	431.44	721.75	940.72	1173.35	1511.18
1	6	394.70	660.29	860.61	1073.43	1382.49
1	12	426.93	714.20	930.88	1161.07	1495.37
1	18	514.60	860.85	1122.02	1399.48	1802.42
1	24	476.78	797.59	1039.57	1296.64	1669.97
2	6	602.05	1007.15	1312.70	1637.31	2108.73
2	12	718.50	1201.96	1566.62	1954.02	2516.62
2	18	895.76	1498.50	1953.12	2436.09	3137.49
2	24	737.34	1233.47	1607.69	2005.25	2582.60
3	6	1510.27	2526.49	3292.98	4107.29	5289.87
3	12	1260.81	2109.18	2749.07	3428.88	4416.12
3	18	1112.56	1861.17	2425.82	3025.69	3896.85
3	24	1083.12	1811.93	2361.64	2945.63	3793.74
4	6	1045.95	1749.74	2280.59	2844.55	3663.55
4	12	981.92	1642.63	2140.98	2670.41	3439.28
4	18	900.70	1506.76	1963.89	2449.53	3154.80
4	24	846.99	1416.90	1846.77	2303.45	2966.66
5	6	814.11	1361.91	1775.09	2214.05	2851.51
5	12	882.01	1475.49	1923.13	2398.70	3089.33
5	18	882.44	1476.21	1924.07	2399.86	3090.83
5	24	813.25	1360.47	1773.22	2211.71	2848.50
6	6	662.85	1108.87	1445.28	1802.67	2321.70
6	12	598.39	1001.03	1304.73	1627.37	2095.92
6	18	539.31	902.19	1175.90	1466.68	1888.97
6	24	496.33	830.30	1082.20	1349.81	1738.45
7	6	437.24	731.45	953.37	1189.12	1531.49
7	12	405.02	677.54	883.09	1101.47	1418.61
7	18	325.52	544.55	709.76	885.27	1140.15
7	24	286.84	479.85	625.43	780.09	1004.70

Tabla VII.5. Hidrogramas de avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno.

Tr años		100	200	500	1000	5000	10000
Día	Hora	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s	Gasto m ³ /s
0	24	1794.61	2105.74	2565.04	2953.20	4012.24	4546.51
1	6	1641.79	1926.42	2346.61	2701.71	3670.57	4159.34
1	12	1775.83	2083.70	2538.20	2922.30	3970.26	4498.93
1	18	2140.48	2511.57	3059.40	3522.36	4785.51	5422.74
1	24	1983.19	2327.00	2834.57	3263.51	4433.83	5024.24
2	6	2504.23	2938.38	3579.31	4120.95	5598.75	6344.28
2	12	2988.64	3506.76	4271.66	4918.08	6681.73	7571.47
2	18	3725.96	4371.91	5325.52	6131.40	8330.17	9439.41
2	24	3066.99	3598.70	4383.65	5047.01	6856.90	7769.96
3	6	6282.02	7371.11	8978.91	10337.64	14044.80	15915.00
3	12	5244.40	6153.59	7495.83	8630.14	11724.97	13286.26
3	18	4627.74	5430.03	6614.43	7615.37	10346.29	11724.00
3	24	4505.29	5286.35	6439.42	7413.87	10072.53	11413.79
4	6	4350.68	5104.93	6218.43	7159.44	9726.87	11022.09
4	12	4084.34	4792.43	5837.76	6721.16	9131.42	10347.36
4	18	3746.51	4396.03	5354.90	6165.23	8376.13	9491.49
4	24	3523.08	4133.86	5035.55	5797.55	7876.60	8925.44
5	6	3386.34	3973.41	4840.10	5572.53	7570.88	8579.02
5	12	3668.76	4304.80	5243.77	6037.29	8202.30	9294.52
5	18	3670.54	4306.89	5246.31	6040.21	8206.28	9299.02
5	24	3382.76	3969.22	4834.99	5566.65	7562.89	8569.96
6	6	2757.15	3235.15	3940.80	4537.15	6164.20	6985.03
6	12	2489.03	2920.54	3557.58	4095.93	5564.76	6305.76
6	18	2243.27	2632.17	3206.30	3691.50	5015.30	5683.13
6	24	2064.51	2422.43	2950.81	3397.34	4615.66	5230.27
7	6	1818.73	2134.04	2599.52	2992.90	4066.17	4607.62
7	12	1684.68	1976.74	2407.91	2772.29	3766.46	4268.00
7	18	1354.00	1588.74	1935.27	2228.13	3027.16	3430.25
7	24	1193.13	1399.98	1705.35	1963.41	2667.51	3022.71

Tabla VII.5. Hidrogramas de avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno.
Continuación...

VII.4 Tránsito de avenidas por el vaso de almacenamiento utilizando como estructura de descarga a la obra de excedencias

Se realizaron tránsitos de avenidas con diferentes períodos retorno asociados a distintos niveles iniciales, se comenzó en el nivel del NAMO a la elevación 391 m.s.n.m. hasta el nivel del NAME a la elevación 394 m.s.n.m a cada 0.50 m, con la finalidad de obtener una familia de datos nivel inicial – gasto pico – nivel final. Las tablas utilizadas fueron:

- Tabla VI.28. Curva elevaciones – capacidades del vaso de almacenamiento del P. H. El Cajón.
- Tabla VII.2. Elevaciones del embalse y gastos de descarga de la obra de excedencias.
- Tabla VII.5. Hidrogramas de avenidas de entrada para diferentes periodos de retorno.

Con el objetivo de encontrar el máximo nivel (hg) que el agua puede alcanzar en el embalse se realizaron tránsitos de avenidas considerando niveles iniciales a cada 0.50 m a partir de la elevación del NAMO (391m.s.n.m.) hasta la elevación del NAME (394 m.s.n.m.). En la tabla VII.6 se presentan los datos máximos calculados (Nivel inicial, Gasto pico y Elevación final en el embalse) por el programa.

	Valores de hg						
Q_P	5289.87	6282.02	7371.11	8978.91	10337.64	14044.80	15915.00
H₀\Tr	20	100	200	500	1000	5000	10000
391.00	392.00	392.05	392.25	392.51	392.76	393.51	393.94
391.50	392.00	392.06	392.25	392.51	392.76	393.51	393.96
392.00	392.00	392.05	392.25	392.51	392.76	393.51	393.94
392.50	392.50	392.50	392.50	392.51	392.76	393.51	393.91
393.00	393.00	393.00	393.00	393.00	393.00	393.51	393.91
393.50	393.50	393.50	393.50	393.50	393.50	393.51	393.93
394.00	394.00	394.00	394.00	394.00	394.00	394.00	394.00

Tabla VII.6. Nivel inicial, Gasto pico y Elevación final en el embalse para avenidas con diferentes periodos de retorno.

La expresión que mejor se ajusta al comportamiento entre los gastos de entrada (Q_P) y los niveles iniciales y finales en el embalse para avenidas con diferentes periodos de retorno se muestra en la ecuación (7.2).

$$H_g = 223.051276033 + 0.43040816323H_0 + 0.00011574528Q_P \quad (7.2)$$

En esta ecuación, Q_P es el gasto que entra al vaso siendo la distribución General de Valores Extremos la que se empleó.

VII.5 Función de confiabilidad de la obra de excedencias y su solución por el método del segundo momento

Para el valor (H_p) de la elevación de la cortina, se construye a partir de la ecuación (7.2) la función de confiabilidad o comportamiento para avenidas con diferentes periodos de retorno sustituyendo dicha ecuación en la ecuación (4.1). De esta manera la función de confiabilidad queda.

$$G(x) = H_g - 223.051276033 - 0.4304081632 \ 3H_0 - 0.0001157452 \ 8Q_p \quad (7.3)$$

Las derivadas parciales de la función de confiabilidad de la obra de excedencias son:

$$\frac{\partial G}{\partial Q} = -0.00011574528 - 0.43040816323H_0 \quad (7.4)$$

$$\frac{\partial G}{\partial H_0} = -0.43040816323 - 0.00011574528Q_p \quad (7.5)$$

Para el caso límite en que $G(x) = 0$, a partir de la función de comportamiento (7.3) puede establecerse que:

$$H_g = 223.051276033 - 0.4304081632 \ 3H_0 - 0.0001157452 \ 8Q_p \quad (7.6)$$

Se analizó el riesgo de falla siguiendo el mismo procedimiento mostrado en el capítulo VI para la obra de desvío con el ajuste obtenido para la función de distribución de probabilidad General de Valores Extremos, la metodología del segundo momento estadístico para la función de comportamiento antes señalada y la elevación 394 m.s.n.m. (elev. del NAME).

Considerando lo anterior, se obtuvieron los resultados indicados en la tabla VII.7 correspondientes a la probabilidad de falla (P_F), el índice de confiabilidad (β), el riesgo asociado (R), considerando un período de evaluación igual a la vida útil de la presa de 100 años, el periodo de retorno (Tr) y la superficie de falla más probable, adoptando la elevación inicial media histórica 391.50 m.s.n.m en el vaso.

P_F	β	R	Tr años	Superficie de falla más probable	
				H_0 m.s.n.m.	Q_p m^3/s
0.00002764	3.5072	0.00276	36184.05	391.5297753	19334.01953

Tabla VII.7 Probabilidad de falla (P_F), índice de confiabilidad (β), riesgo (R), periodo de retorno (Tr) y superficie de falla más probable para la obra de excedencias.

En resumen, el procedimiento que se debe seguir para realizar el análisis de riesgo de falla, aplicando la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento al diseño de la obra de excedencias, es el siguiente:

Para obtener la función de confiabilidad del sistema se debe:

1. Determinar los gastos que mejor se ajusten a una función de distribución de probabilidad (Doble Gumbel, General de Valores Extremos, Lognormal, etc.) a partir de los gastos máximos históricos para diferentes períodos de retorno y obtener los parámetros que definen dicha función.
2. Determinar el funcionamiento hidráulico del vertedor considerando la operación de compuertas propuesto.
3. Determinar el gasto total de descarga, considerando el gasto que pasa a través del vertedor y el que pasa a través de las turbinas para generación de energía eléctrica, para diferentes elevaciones en el embalse.
4. Transitar avenidas con diferentes períodos de retorno, considerando la capacidad de descarga vertedor-turbinas y diferentes niveles iniciales en el embalse, obteniendo en cada combinación, la elevación máxima presentada en el embalse.
5. Correlacionar los datos obtenidos en el punto 4 de manera que a partir de la elevación inicial seleccionada y el gasto de entrada al vaso (Q_p) se pueda determinar la elevación máxima en el embalse llegando a una expresión como la ecuación (7.2).
6. Obtener la función de confiabilidad ($G(x)$) relacionando la expresión obtenida en el punto 5 con una elevación de la cortina propuesta llegando a una expresión como la ecuación (7.3).

Para solucionar la función de confiabilidad mediante el método del segundo momento se sigue el procedimiento descrito para la obra de desvío en el capítulo VI a partir del punto 11.

Cabe mencionar que para el caso de la obra de excedencias, en este trabajo solo se utilizaron como variables la elevación inicial en el embalse y el gasto pico debido a que sólo se revisó la seguridad de la cortina ante una avenida. Para el diseño, es recomendable considerar diferentes secciones de los canales del vertedor. También se puede variar la cantidad de canales y el revestimiento en los mismos siguiendo el mismo procedimiento que en la obra de desvío con las correspondientes adaptaciones que se deben realizar al mismo.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

CAPÍTULO VIII

Conclusiones

VIII. Conclusiones

Las conclusiones obtenidas de los temas desarrollados en esta tesis se muestran en este capítulo. Estas conclusiones se dividen en cuatro secciones: generales, análisis de riesgo de falla de la obra de desvío y de la obra de excedencias para terminar con algunas recomendaciones para investigaciones futuras. La finalidad de esta estructura es la de abarcar todos los puntos que pudieran ser una aportación en el tema de Seguridad de Presas y que pudieran mostrar que la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento son opciones muy viables para ser aplicadas en el diseño de las obras de desvío y excedencias en presas.

VIII.1 Generales

El mundo esta en crecimiento y en constante cambio, se espera que para el año 2025 existan 8 mil 500 millones de habitantes (Marengo, 1999). Para los gobiernos, esta cifra representa crear la infraestructura que se requiere para abastecer a toda esta población de agua potable, agua para irrigación, energía eléctrica; así como para proteger los asentamientos humanos y las zonas agrícolas de desastres hidrológicos como desbordamientos de ríos a causa de grandes avenidas.

Parte de esa infraestructura son las presas como proyectos multipropósito. La revisión en cuanto a Seguridad de Presas que se realizó en los primeros capítulos de la presente tesis muestran que las presas toman vital importancia en el desarrollo de un país pero al mismo tiempo son proyectos de alto riesgo, de ahí la importancia de no escatimar los recursos necesarios para que se puedan garantizar niveles óptimos en materia de seguridad para estos proyectos.

Gracias a los avances científicos y tecnológicos, al desarrollo de los métodos numéricos y a las técnicas computacionales se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas. Las presas diseñadas y construidas hoy en día son más seguras que las construidas con anterioridad, las antiguas deberán mostrar, con las medidas necesarias, que deben quedar dentro de los estándares establecidos por la práctica profesional (Marengo, 1999).

También es importante no descuidar el aspecto ambiental. El mundo necesita que los nuevos proyectos de presas sean ambientalmente sustentables, eficientes y seguros. Para esto es necesario contar instrumentos legales que garantice que los proyectos cumplan con estos tres requisitos.

El Dr. Marengo (1999) en su artículo “Consideraciones acerca del futuro de las presas” sobre este tema concluye lo siguiente:

La gran cantidad de obstáculos para el desarrollo de este tipo de proyectos debe superarse apropiadamente, mitigando en todo lo posible los impactos sociales y ambientales adversos.

Existen muchas oportunidades para el ingeniero en el desarrollo de los recursos hidráulicos y de la ingeniería de presas, el profesionista debe implantar un programa de acciones que informe a la sociedad acerca de los impactos sociales adversos

incluyendo a las personas afectadas y enfatizando más en la cooperación que en la confrontación.

El agua es esencial para vivir, y el control de avenidas es benéfico para la protección de vidas y propiedades. Sin duda se requiere almacenar el agua para lograr esto, por lo que las presas son esenciales. La sociedad necesita ser convencida de la contribución primordial que las presas proporcionan.

Las generaciones futuras que se logren preparar adecuadamente nos permitirán enfrentar al enorme pero a la vez grandemente satisfactorio reto de diseñar y construir presas que permitan modificar la naturaleza para beneficio de nuestros semejantes.

A la fecha los factores de seguridad se están replanteando, se está tratando de reducir significativamente el error humano al someterse y actualizarse los criterios de diseño al consenso internacional (Marengo, 1999).

Los métodos tradicionales, en algunos casos, son demasiado conservadores al obtener estos factores de seguridad debido a que no pueden considerar muchas variables para el análisis, por un lado porque los mismos procedimientos no lo permiten y por el otro originarían modelos matemáticos demasiado complicados. Los nuevos métodos basados en técnicas probabilísticas, como la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento, deben ser considerados por los ingenieros como nuevas herramientas para hacer diseños seguros de presas donde los resultados que se obtienen son más congruentes con la realidad y menos conservadores.

Cabe mencionar que cada variable que se considera lleva implícita una incertidumbre, la exactitud de las soluciones que se obtienen por el método probabilístico depende en gran parte de que estas incertidumbres sean mínimas. Por otro lado, sucesos extraordinarios como en el caso del gasto de diseño en donde fenómenos meteorológicos como “El niño” causan perturbaciones climáticas que no pueden incluirse en forma estadística, pueden alterar también la solución. De cualquier manera, este método conduce a resultados adecuados debido a que las variables involucradas se caracterizan por su media y su desviación estándar.

Una limitante que presenta el método probabilístico es que cuando la función de confiabilidad esa no lineal, o bien las variables con incertidumbre no siguen una distribución normal, puede ocurrir que los resultados del método del segundo momento no sean tan precisos. En este caso se recomienda hacer una comparación con el método de Monte Carlo, pues en ambos se parte de la misma función de comportamiento y solamente cuando los resultados difieran significativamente, utilizar éste último método, teniendo cuidado de generar un número suficiente de números aleatorios (5,000 a 10,000 números por cada variable), con el objeto de disminuir la dispersión en los resultados. (Marengo, 1994).

Se puede decir que la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento se apuntan para ser considerados como herramientas en los futuros diseños de presas, con la confianza de que se obtendrán soluciones óptimas sin sacrificar la seguridad de las mismas.

VIII.2 Análisis de riesgo de falla de la obra de desvío

Con el presente trabajo se mostró una propuesta para aplicar la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento en el diseño de la obra de desvío de una presa, cuya aplicación se realizó al P. H. El Cajón.

Se utilizaron tres variables, las cuales fueron: el gasto pico (Q_p), la sección (B) y la rugosidad (n) de los túneles; lo cual permitió que el análisis realizado fuera más completo y realista que en el caso del método tradicional en donde solo considera variable al gasto pico.

En los dos métodos se requiere obtener el nivel máximo en el embalse producido por una avenida tomando en cuenta la capacidad de regulación del vaso y el funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío trabajando en forma conjunta.

La ventaja que tiene realizar el análisis de riesgo de falla mediante la teoría de la confiabilidad es que considera lo anterior como un sistema. Esto se logra representando la regulación del vaso y el funcionamiento hidráulico de los túneles mediante modelos matemáticos los cuales se integran para obtener la función de confiabilidad, la cual permite tener presente en todo el análisis a todas las variables antes mencionadas.

Al involucrar todas las variables en el análisis de confiabilidad y al darle solución por el método del segundo momento, se puede determinar el plano de falla, el cual comprende los valores límite de éstas variables con los que se presentaría la falla de la presa, y la probabilidad de que dichos valores pudieran no ser rebasados. Es importante mencionar que en el método tradicional la probabilidad de falla está directamente relacionada con el periodo de retorno lo cual no sucede en el análisis de confiabilidad en donde dicha probabilidad depende del funcionamiento de todo el sistema.

Otra ventaja es que los cosenos directores, obtenidos mediante el método del segundo momento, actúan como factores de peso, ya que se obtienen a partir de las derivadas parciales de la función de confiabilidad y la suma de sus cuadrados da como resultado la unidad. Tomando en cuenta lo anterior, se puede definir el nivel de influencia que tiene cada una de las variables en el resultado. Con esta información se puede determinar en cual de las variables se debe profundizar más su análisis y cuales podrían ser descartadas en análisis futuros.

En el caso de la obra de desvío del P. H. El Cajón la variable que más influencia tiene es el gasto, como se puede ver en la tabla VIII.1 donde se muestran los cosenos directores de las variables involucradas para diferentes probabilidades de falla para la sección 14 x 14.

En esta tabla se puede observar que a medida de que la probabilidad de falla disminuye la influencia del gasto disminuye también y la influencia de la sección y de la rugosidad aumenta. El cambio entre una probabilidad y otra no es considerable, por lo que el gasto pico, debido a su gran dispersión, es la variable que mas influencia tiene, no así la sección y la rugosidad de los túneles, cuyas desviaciones son más controlables en la construcción. Sin embargo, esto no quiere decir que no sea importante tomarlas en cuenta en el análisis.

Variable	Probabilidad de falla			
	0.04	0.03	0.02	0.01
	Cosenos directores			
Gasto	-0.98326	-0.98077	-0.97776	-0.97341
Sección	0.08323	0.09653	0.11183	0.13219
n	-0.16207	-0.16962	-0.17740	-0.18705

Tabla VIII.1 Cosenos directores para la obra de desvío del P. H. El Cajón.
Sección 14 x 14.

Debido a lo anterior, es importante tener cuidado en el estudio hidrológico que se realiza para el proyecto. La selección de la función de distribución debe ser la que mejor ajuste a los datos de gastos máximos históricos, para esto se debe de realizar un análisis con varias de ellas con la finalidad de tener mayores posibilidades de escoger la que contenga el menor error cuadrático. También es importante recabar la mayor información hidrológica posible, etc.

En cuanto a la sección y la rugosidad, aunque la dispersión de las mismas es menor al igual que su influencia en la probabilidad de falla, ésta dispersión puede ocasionar que, al ser mayor o menor de la media, pase mayor o menor agua por los túneles influyendo en la elevación final en el embalse.

En este caso, la rugosidad se determinó para túneles de sección baúl revestidos en la parte rectangular por concreto hidráulico y la parte de la bóveda con concreto lanzado, si se cambian estas condiciones como revestir solo la plantilla con concreto hidráulico y las paredes y la bóveda con concreto lanzado o revestir toda la sección con concreto hidráulico la rugosidad jugaría un papel diferente en el análisis. Asimismo, la variabilidad de la sección de los túneles de desvío esta relacionada con la sobreescavación que pudiera presentarse durante la excavación ya sea por fallas geológicas, cambios en el diseño, etc.

Esto demuestra una ventaja más de la aplicación de esta metodología, ya que toma en cuenta la variabilidad de los parámetros involucrados a partir de su media y su desviación estándar, lo anterior nos lleva a resultados más exactos y reales debido a que el método considera que estas variables se mueven dentro de un rango determinado obtenido a partir de otras experiencias y mediciones. Así, la probabilidad de falla calculada considera la variabilidad de todo el sistema.

En la tabla VIII.2 se muestran las soluciones obtenidas del análisis por los dos métodos (determinístico y probabilístico) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

Método	P_f	Sección nominal (m)	Elevación de la ataguía (m.s.n.m.)	Gasto de diseño (m^3/s)	Periodo de retorno (años)
Determinístico	0.02	14 x 14	268.50	6481.00	50
Probabilístico	0.01	14 x 14	268.50	7340.15	100

Tabla VIII.2. Soluciones obtenidas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

La altura de la ataguía quedó determinada por la geología del lugar y esta fue determinante en la elección de la solución para el diseño de la obra de desvío. Las soluciones presentadas en la tabla anterior fueron las que mejor se adaptaron a estas condiciones y por tal motivo fueron las elegidas más no por eso fueron las más óptimas de acuerdo a las condiciones hidráulicas, hidrológicas y económicas. Estas soluciones óptimas se presentan en la tabla VIII.3.

Método	P_f	Sección nominal (m)	Elevación de la ataguía (m.s.n.m.)	Gasto de diseño (m^3/s)	Periodo de retorno (años)
Determinístico	0.02	13 x 13	271.50	6481.00	50
Probabilístico	0.01	13 x 13	275.97	7328.98	100

Tabla VIII.3. Soluciones óptimas a partir de dos metodologías (determinista y probabilista) para el diseño de la obra de desvío del P. H. El Cajón.

En las tablas anteriores se puede observar que las probabilidades de falla son menores por el método probabilístico, así como mayores los gastos de diseño y los periodos de retorno. Esto es debido a que el método del segundo momento toma valores reales del gasto pico (Q_p), la sección (B) y la rugosidad (n) de los túneles a partir de su media y desviación estándar, como ya se mencionó, situación que no pasa en el método determinístico ya que toma a estas dos últimas variables como constantes. Esta diferencia se muestra en la tabla VIII.4.

Solución	Sección real considerada (m)	Rugosidad real considerada
Solución elegida		
Determinista	14 x 14	0.020
Probabilista	14.55 x 14.55	0.02172
Solución óptima		
Determinista	13 x 13	0.020
Probabilista	13.48 x 13.48	0.02175

Tabla VIII.4. Secciones y rugosidades obtenidas por los diferentes métodos.

Al tomar los valores reales de la sección y de la rugosidad, el método del segundo momento proporciona valores de gasto y periodos de retorno más cercanos a la realidad los cuales son mayores que si se tomaran los valores constantes como en el método tradicional.

Finalmente, el método probabilístico da un valor de riesgo de 0.0199 y 0.0297 para periodos de evaluación de dos y tres años respectivamente por 0.0396 y 0.0588 para los mismos períodos obtenidos por el método tradicional lo cual significa una reducción del riesgo en casi un 50 por ciento. Esto quiere decir que en el caso de la obra de desvío, el análisis de confiabilidad muestra más seguridad que el método determinístico. Seguridad que se puede considerar más real y aceptable por todo lo mencionado anteriormente.

VIII.3 Análisis de riesgo falla de la obra de excedencias

Otro de los objetivos de este trabajo fue el de realizar un análisis de riesgo de falla para determinar la seguridad de la cortina ante una avenida aplicando la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento al diseño de la obra de excedencias. En este caso se tomaron como variables al gasto pico (Q_P) y la elevación (H_0) al momento de presentarse la avenida.

Los cosenos directores obtenidos por el método del segundo momento muestran que la variable que más influencia tiene en el valor de la probabilidad de falla es el gasto pico cuyo coseno director fue de -0.9998 por -0.01698 de la elevación inicial en el embalse. Como se mencionó antes, esto es debido a la gran dispersión que presentan los datos utilizados además del error que provoca el ajuste de estos datos a una función de distribución de probabilidad.

En la tabla VIII.5 se muestran los planos de falla, periodos de retorno, probabilidades de falla y riesgos asociados que se obtuvieron a partir de las metodologías expuestas en este trabajo.

Metodología	T_R (años)	P_F	R	Superficie de falla más probable	
				H_0 m.s.n.m.	Q_P m^3/s
Determinista	10 000	0.0001	0.00995	391.00	15 915
Probabilista	36 184	0.0000276	0.00276	391.5297	19 334

Tabla VIII.5. Planos de falla, periodos de retorno, probabilidades de falla y riesgos asociados obtenidos por dos métodos diferentes.

Como se puede observar, el vertedor se diseñó para desalojar una avenida igual al gasto correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años, el cual es de $15\,915\text{ m}^3/s$. Los tránsitos realizados para este análisis muestran que en la condición más desfavorable, la cual sería que la avenida ocurriera cuando el vertedor descarga libremente (elevación 393.60 m.s.n.m.), el vertedor tiene la capacidad para descargar esta avenida sin ningún problema, incluso si la elevación inicial fuera la elevación del NAME (394 m.s.n.m.) la elevación final sería la misma (ver tabla VII.6).

En cambio, del análisis de confiabilidad se puede observar que la falla se produciría al rebasar el gasto correspondiente a un periodo de retorno de 36 184 años, el cual es de $19\,334\text{ m}^3/\text{s}$, éste valor representa un 21.5 por ciento más que el expuesto por el método tradicional, siendo la elevación inicial la cota 391.53. Nuevamente estos datos son más reales debido a que el análisis por el método del segundo momento los obtiene a partir de su media y desviación estándar y no los considera constantes como el otro método.

En cuanto a la probabilidad de falla, el análisis de confiabilidad da un valor de 0.0000276 que es un 72.4 por ciento menos que el obtenido por el método tradicional, el cual fue de 0.0001. Respecto al riesgo asociado se obtuvieron valores de 0.00276 y 0.00995 respectivamente lo que representa una reducción de 72.3 por ciento.

Todo lo anterior demuestra que para el P. H. El Cajón no existe riesgo alguno de que falle por desbordamiento de la cortina ya que la presa tiene la capacidad de regular las grandes avenidas que pudieran presentarse y por lo tanto es sumamente segura.

VIII.4 Recomendaciones

Esta tesis se enfocó solamente a dos eventos que son considerados causas potenciales de falla como son: el desbordamiento de la ataguía y/o la cortina ante una avenida por incapacidad en la regulación del vaso. Un análisis más completo de riesgo de falla es el que consideraría a un evento que podría ser causa de falla durante e incluso después de que éste haya ocurrido como es el sismo.

Un sismo puede ocasionar deformaciones permanentes en la presa acumulables durante el evento que conducirían al desbordamiento de la cortina por la pérdida de bordo libre. Por otro lado, la inestabilidad al final del evento, debido a la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante de la cimentación, las laderas y de los materiales de la presa pueden ocasionar deslizamientos en los taludes que llevarían también a la pérdida de bordo libre y a un desbordamiento inminente.

El método de análisis tradicional (IMTA, 1998), para este caso, determina el potencial del daño sísmico (SHA, por sus siglas en inglés) que toma en cuenta las diversas fuentes sísmicas y las características de las excitaciones que se pueden generar en estas fuentes, el comportamiento sísmico (SPA, por sus siglas en inglés) que toma en cuenta la resistencia sísmica de la presa y el riesgo sísmico (SRA, por sus siglas en inglés) que integra los resultados anteriores para obtener el riesgo total de falla.

Sería conveniente en investigaciones futuras adoptar la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento para resolver este sistema con técnicas probabilísticas considerando varios parámetros y comparar los resultados con el método tradicional. También es inconveniente realizar los análisis por otros métodos como el método de Monte Carlo de tal manera que se pueda determinar la efectividad del método utilizado.

En el caso de las presas de enrocamiento con cara de concreto estos tres eventos son los que podrían ser causas potenciales de falla. En otro tipo de presas como las presas de tierra y enrocamiento, de concreto compactado con rodillos, de arco, etc. Los eventos que pudieran ser causas de falla son, aparte de los ya mencionados, las filtraciones, los asentamientos, la compresión del concreto en presas de gran altura, etc. Sería conveniente

estudiar estas causas, relacionarlas entre si de manera que pudieran estudiarse como sistemas y resolverse por medio de métodos probabilísticos con el fin de realizar análisis de riesgo más completos.

Cabe mencionar que la aplicación de este tipo de métodos no ha sido del todo aceptada en la ingeniería de presas. Es importante realizar estudios, como el presentado en este trabajo, para diferentes proyectos ya sea que estén en proyecto, en construcción o en operación, no solo en el caso de avenidas sino también para cualquier otro fenómeno.

También es necesario realizar investigaciones prácticas mediante modelos físicos e instrumentación de los proyectos con la finalidad de tener mayores datos del comportamiento de este tipo de proyectos, para que demuestren la veracidad de los resultados, o en caso contrario, retroalimenten los modelos matemáticos obtenidos recordando que estos modelos se caracterizan por la media y las desviaciones estándar obtenidas a partir de la experiencia de otros proyectos.

Algunas reflexiones hechas por Marengo (2000) que deben tomarse en cuenta en los años por venir, en lo que a la ingeniería de presas y cálculos numéricos se refiere y que podría complementar lo mencionado anteriormente son:

En los últimos tiempos, el desarrollo computacional y los métodos y técnicas numéricas en la ingeniería han sido muy grandes, lo cual ha permitido explicar el comportamiento peculiar de presas ante ciertas sollicitaciones y condiciones de carga; sin embargo, estas estructuras de hecho son un problema físico y no puramente matemático. Una evaluación numérica más refinada permitirá, en el mejor de los casos, una gruesa aproximación a la realidad.

Tomando en cuenta este aspecto, es necesario meditar mucho antes de iniciar un análisis que involucre la seguridad de presas, y meditar mucho más aún acerca de los resultados obtenidos antes de darlos por buenos.

Los criterios probabilísticos se han cuestionado seriamente en los últimos años, y no se pueden considerar aceptados generalmente por la profesión, en lo que a presas se refiere.

Es obvio que los diseños determinísticos usados tradicionalmente por los ingenieros para diseñar y operar grandes proyectos son ahora obsoletos; los intentos por introducir métodos probabilísticos, que han mostrado una gran utilidad en diversos campos de la ingeniería, sin duda deben mostrarla también para la ingeniería de presas.

Esto es absolutamente esencial, debido a que la complejidad y las incertidumbres en el diseño de presas hacen imposible tomar en cuenta todos y cada uno de los parámetros que intervienen en el mismo.

El camino por recorrer es muy largo, lleno de dificultades y retos sumamente interesantes para las personas dedicadas a esta actividad. Indudablemente se requiere mucha investigación aplicada en el aspecto teórico-práctico, como la que se presenta en este trabajo.

Esto debe hacerse sistemáticamente, antes de que en forma generalizada, los criterios probabilísticos sean utilizados por el ingeniero como una herramienta en el diseño habitual, en este campo en particular.

La principal tarea en cuanto a investigación se refiere, debe dirigirse a un mejor entendimiento, sensibilización y juicio de las incertidumbres de las variables que intervienen, y a una clara visualización de los resultados obtenidos durante el análisis, para poder hacer una correcta toma de decisiones que redunde en una aplicación práctica, provechosa para el ingeniero.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

ANEXO A

Teoría de la confiabilidad

A. Teoría de la confiabilidad

A.1 Formulación general del problema de confiabilidad

El problema de la confiabilidad, planteado en términos de probabilidades y para un caso general, requiere de definir las siguientes variables aleatorias:

X = Capacidad de abastecimiento o suministro

Y = Demanda

El objetivo del análisis de confiabilidad es determinar la probabilidad del evento $x > y$ a lo largo de la vida útil, u otra vida específica del sistema de ingeniería. Este evento tiene asociada una probabilidad $p(x > y)$, la cual representa una medición de confiabilidad del sistema, y es llamada confiabilidad. el riesgo es entonces, la probabilidad de que $x < y$, y la relación entre confiabilidad y riesgo (p_f) es:

$$P_F = P(X < Y) = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y | Y = y)P(Y = y) \quad (\text{A.1})$$

donde

P_F Es la probabilidad de falla o riesgo

$P(X < Y | Y = y)$ Es la probabilidad condicional de que $X < Y$, dado que Y toma el valor de y .

Si el abastecimiento y la demanda son estadísticamente independientes.

$$P(X < Y | Y = Y) = P(X < Y)$$

entonces el riesgo se escribe como

$$P_F = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y)P(Y = y)$$

que para X y Y , continuas positivas, se convierte en

$$P_F = \int_0^{\infty} F_x(y)F_y(y)dy \quad (\text{A.2})$$

La ecuación (A.2) es la convolución con respecto a “ Y ”, y se explicaría como sigue: si $Y = y$, la probabilidad condicional de falla sería $f_x(y)$, y como $Y = y$ (o para ser más precisos, $y < Y \leq y + dy$) está asociada con la probabilidad $f_y(y)dy$, la integración sobre todos los valores de y produce la ecuación (A.2), que puede representarse en forma gráfica en la figura A.1. En ella el traslape de las curvas $f_x(y)$ y $f_y(y)$ (funciones de densidad) representa una medida cualitativa de la probabilidad de falla P_f .

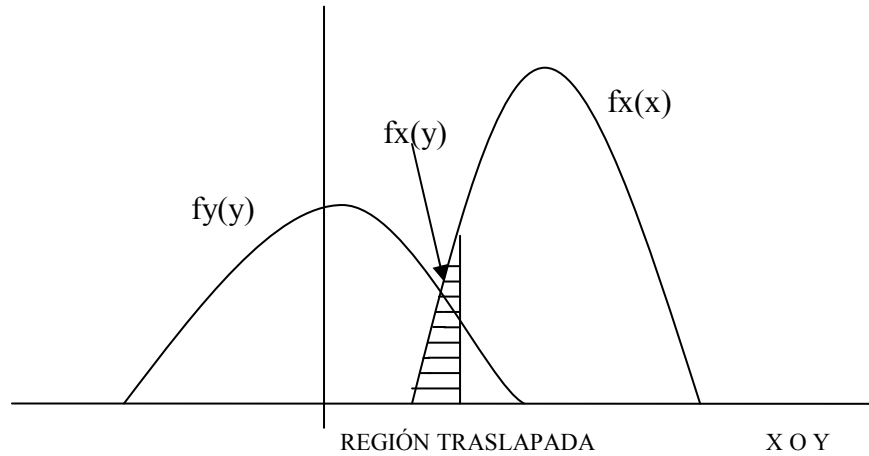


Figura A.1. Funciones de densidad de probabilidad de $F_x(x)$ Y $F_y(y)$.

La confiabilidad también puede ser formulada por la convolución con respecto a x:

$$P_F = \int_0^{\infty} [1 - F_y(x)] F_x(x) dx \quad (A.3)$$

La probabilidad de que no se presente la falla es por definición, la confiabilidad:

$$P_S = 1 - P_F$$

Como se muestra gráficamente en la figura A.2. la intersección de las curvas $f_x(x)$ y $f_y(y)$ representa una medida cualitativa de la probabilidad de falla.

- La región traslapada depende de las posiciones relativas de $f_x(x)$ y $f_y(y)$, como puede verse en la figura A.2; esto es, si las curvas llegan a apartarse, P_f decrece, mientras que P_f se incrementa si $f_x(x)$ y $f_y(y)$ se acercan. En otras palabras, la posición relativa de $f_x(x)$ y $f_y(y)$, puede medirse en función de la relación $\frac{\mu_x}{\mu_y}$, que se define como el factor de seguridad central o puede ser con la diferencia $(\mu_x - \mu_y)$, llamada margen de seguridad.

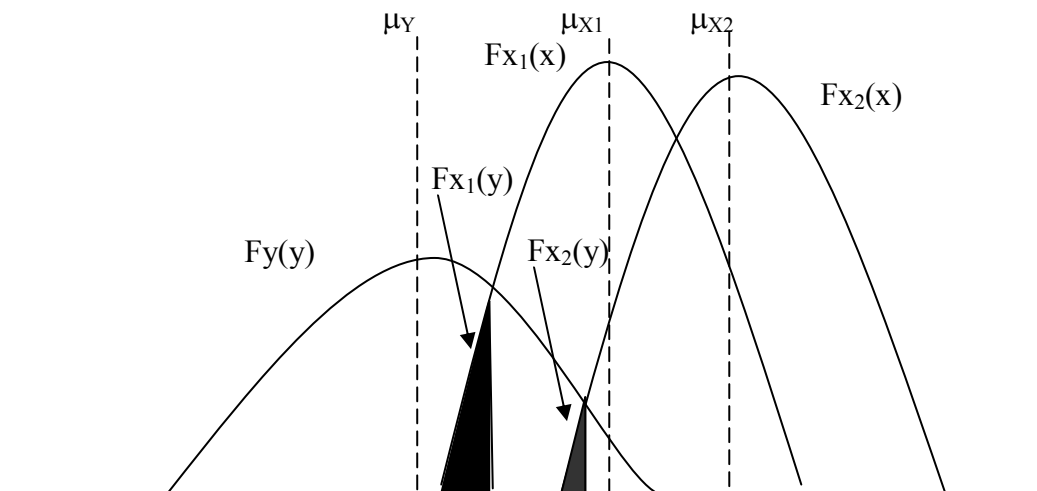


Figura A.2. Efecto de la posición relativa entre las funciones de probabilidad $f_x(x)$ y $f_y(y)$.

- La región traslapada depende del grado de dispersión en $f_x(x)$ y $f_y(y)$, como se muestra en la figura 3, donde las curvas menos puntiagudas tienen un área mayor en la zona de intersección. esta dispersión puede expresarse en términos de covarianzas δ_x y δ_y .

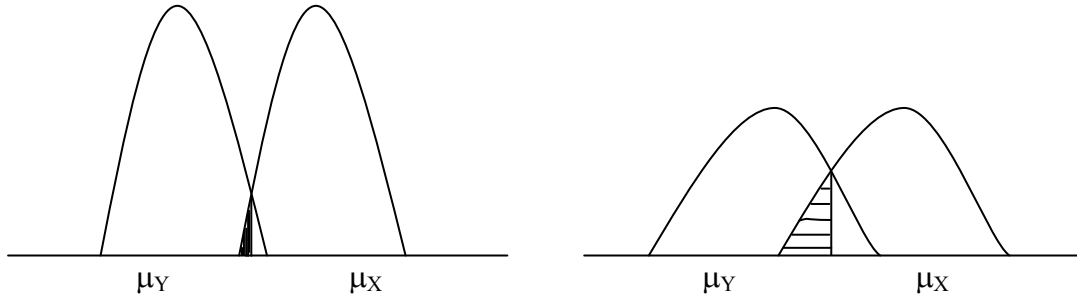


Figura A.3. Efecto de la dispersión $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.

Cabe decir que cualquier medición de la seguridad o confiabilidad, debe ser una función de las posiciones relativas de $f_x(x)$ y $f_y(y)$, así como de su grado de dispersión.

$$P_F \sim G \left(\frac{\mu_x}{\mu_y}; \delta_x, \delta_y \right)$$

Teóricamente la probabilidad de falla P_f también dependerá de las formas de $f_x(x)$ y $f_y(y)$. Sin embargo, esta información generalmente no es fácil de obtener, ya que la que está disponible únicamente es útil para evaluar los estadísticos principales (el primer y segundos momentos) de X y Y , tales como las medias μ_x y μ_y , y las correspondientes desviaciones estándar σ_x y σ_y o las covarianzas δ_x y δ_y . por lo tanto, la evaluación cuantitativa de la probabilidad de falla P_f verdadera requiere de determinar las formas correctas de $f_x(x)$ y $f_y(y)$, lo que no es una tarea simple.

En las ecuaciones (A.2) y (A.3) se supone que X y Y son variables aleatorias estadísticamente independientes. Sin embargo, estas variables podrían estar correlacionadas, esto es:

$$P(Y < X | X = X) \neq P(Y < X)$$

y

$$P(X < Y | Y = Y) \neq P(X < Y)$$

En tales casos, la probabilidad de falla se podría expresar en términos de la función de densidad de probabilidad conjunta como sigue:

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^y F_{x,y}(x, y) dx \right] dy \quad (A.4)$$

Mientras que la confiabilidad correspondiente es:

$$P_s = \int_0^{\infty} \left[\int_0^x F_{x,y}(x,y) dy \right] dx \quad (\text{A.5})$$

Anteriormente se apuntó que la confiabilidad mide la probabilidad de que en un sistema las capacidades sean mayores que las demandas, es decir, $x < y$. este sistema se puede definir de tres maneras:

$$G = X - Y \quad (\text{A.6})$$

$$G = \frac{X}{Y} - 1$$

$$G = \ln\left(\frac{X}{Y}\right)$$

En todos los casos la falla ocurrirá si $G < 0$. en este trabajo se adoptó a la ecuación (A.6) como la ecuación de confiabilidad que se usa en las aplicaciones. Como puede verse es la más sencilla de las tres y representa una combinación lineal de las variables que intervienen en el sistema.

De tal manera que la probabilidad de falla será

$$P_F = P(G < 0) = \int_{-\infty}^0 f_G(g) dg = F_g(0)$$

Por consiguiente, si G está distribuida normalmente y se estandariza como $\frac{G - \mu_G}{\sigma_G}$, que tiene como media 0 y una desviación estándar de 1, el riesgo estaría dado por:

$$P_F = F_G(0) = \varphi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (\text{A.7})$$

o bien,

$$P_S = 1 - \varphi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right)$$

donde

μ_G	Valor medio de G
σ	Desviación estándar de G
$\varphi()$	Función de distribución normal estándar acumulada

Entonces, la confiabilidad está en función del cociente $\frac{\mu_G}{\sigma_G}$, que puede ser llamado índice de seguridad o índice de confiabilidad y se denota como β , de tal manera que

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (\text{A.8})$$

Entre las diferentes distribuciones de G , la más popular es precisamente la distribución normal, porque la combinación lineal de las variables analizadas, distribuidas normalmente, está también distribuida normalmente.

A.2 Formulación del método del segundo momento

En la obtención de la probabilidad de falla es necesario conocer las distribuciones $f_x(x)$ y $f_y(y)$, o de la distribución conjunta $f_{x,y}(x,y)$, como se apuntó anteriormente.

Lo más común es que esta información no esté disponible o sea insuficiente. Además, aún si se conocieran estas funciones, puede ser impráctico el cálculo exacto de las probabilidades mediante las ecuaciones (A.2), (A.3), (A.4) y (A.5).

Una alternativa es el uso de distribuciones normales equivalentes como una aproximación, ya que es frecuente que con la información disponible sólo se puedan evaluar el primero y segundo momentos, es decir, los valores medios y las variancias de las variables aleatorias (y quizá las covariancias entre pares de variables). Sin embargo, la aproximación del segundo momento es consistente también con la representación de distribuciones no normales, como se verá más adelante.

De esta manera, la confiabilidad debe evaluarse con una función del primero y segundo momentos de las variables de diseño. Si no hay información de las distribuciones de probabilidad se considera que éstas son distribuciones normales, por lo que puede usarse la ecuación (A.7) para el cálculo del riesgo. Si las funciones de distribución son conocidas, la confiabilidad debe evaluarse basándose en distribuciones normales equivalentes.

Por ejemplo, si se considera que la ecuación (A.6) está formada por variables que siguen una distribución normal, éstas pueden sustituirse por las siguientes variables reducidas:

$$X' = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x} \quad (\text{A.9})$$

$$Y' = \frac{Y - \mu_y}{\sigma_y} \quad (\text{A.10})$$

En el espacio de estas variables reducidas, el “estado de seguridad” ($G > 0$) y el “estado de falla” ($G < 0$), pueden representarse como se muestra en la figura A.4.

En términos de las variables reducidas, la ecuación del estado límite $G = 0$ se convierte en

$$\sigma_X X' - \sigma_Y Y' + \mu_X \mu_Y \quad (\text{A.11})$$

la cual es la recta mostrada en la figura 4. La distancia desde la línea de falla al origen 0, es, por sí misma, una medida de la confiabilidad; esta distancia d se obtiene de la misma figura como sigue, la ordenada al origen de la recta, proyectada un ángulo α , da exactamente la distancia d . si la ecuación (A.11) se reescribe como

$$Y' = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} X' + \frac{\mu_x - \mu_y}{\sigma_y} \quad (\text{A.11a})$$

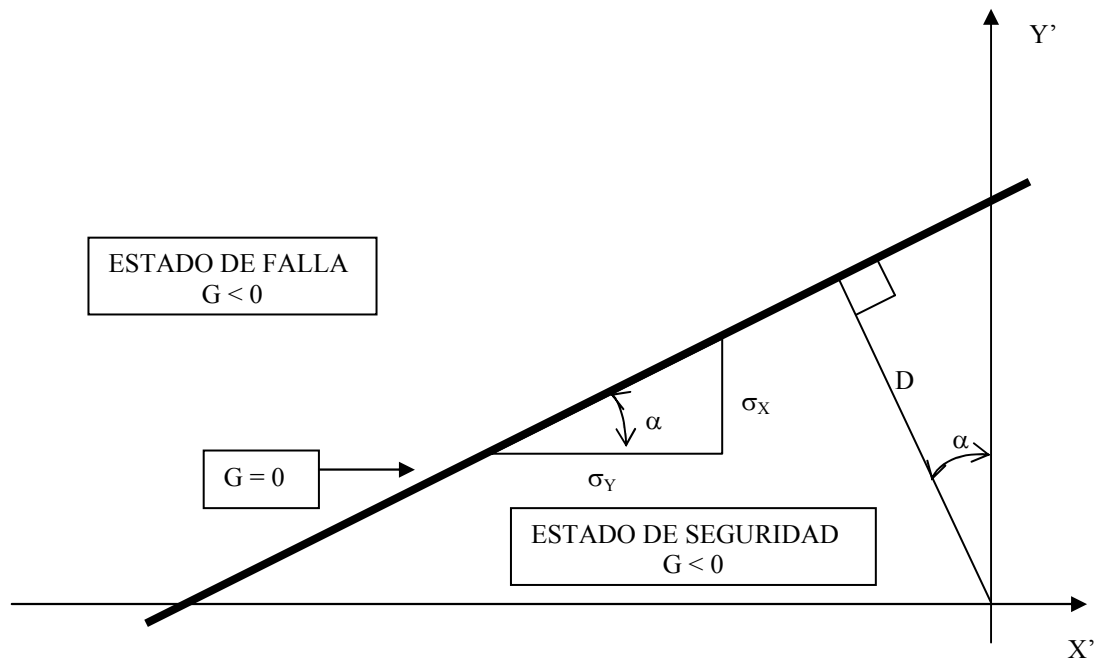


Figura A.4. Espacio de las variables reducidas X' y Y' .

entonces,

$$d = \frac{\mu_x - \mu_y}{\sigma_y} \cos \alpha$$

De la ecuación A.11a $\tan \alpha = \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$, y de acuerdo con las formulas de la geometría analítica

$\cos \alpha = \frac{\sigma_y}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}}$, entonces la distancia d es

$$d = \frac{\sigma_y (\mu_x - \mu_y)}{\sigma_y \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} = \frac{(\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}}$$

como $\mu_x - \mu_y = \mu_g$, y para variables estadísticamente independientes $\sigma_x^2 + \sigma_y^2 = \sigma_g^2$, entonces

$$d = \frac{(\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$$

y si se observa la ecuación (A.8) se concluye que la distancia d es también un “índice de seguridad”, evaluado por β ; esto es $d = \beta$, por lo tanto, la confiabilidad es $P_s = \Phi(d)$.

Las variables X y Y pueden ser a su vez funciones de otras variables básicas. en este contexto, y con el propósito de una formulación generalizada se define la función de comportamiento

$$G(\bar{X}) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (\text{A.11b})$$

donde $\bar{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$ es un vector de variables básicas de diseño del sistema, y la función $G(\bar{X})$ determina el comportamiento del sistema. y como se había anotado anteriormente se pueden definir los siguientes estados:

$$G(\bar{X}) = 0 \text{ estado límite} \quad (\text{A.12})$$

$$G(\bar{X}) > 0 \text{ estado de seguridad}$$

$$G(\bar{X}) < 0 \text{ estado de falla}$$

Geoméricamente, la ecuación del estado límite en (A.12) es una superficie en n dimensiones llamada superficie de falla. Si la función de probabilidad conjunta de las variables básicas de diseño X_1, X_2, \dots, X_n es $f_{X_1, \dots, X_n}(X_1, X_2, \dots, X_n)$, o bien, $f_x(X)$, la probabilidad del estado de seguridad y del estado de falla será, respectivamente

$$P_s = \int_{G(X)>0} f_x(X) dx$$

y

$$P_f = \int_{G(X)<0} f_x(X) dx$$

Las variables X_1, X_2, \dots, X_n pueden estar correlacionadas. Sin embargo, el siguiente análisis se hará considerando que no lo están, y así se tratarán al hacer las aplicaciones.

Se puede presentar una generalización de las ecuaciones (A.9) y (A.10) para el conjunto de variables reducidas no correlacionadas de la manera siguiente, tal como lo propuso freudenthal:

Los estados de seguridad y de falla también estarían representados en el espacio de las variables reducidas anteriores, separadas por la ecuación de estado límite

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$G(\sigma_{x_1} X'_1 + \mu_{x_1}, \dots, \sigma_{x_n} X'_n + \mu_{x_n}) = 0$$

Al igual que para las ecuaciones (A.9) y (A.10), la posición de la superficie de falla, relativa al origen de las variables reducidas, determinaría la seguridad o confiabilidad del sistema.

Varios investigadores han mostrado que dicha posición puede representarse por la distancia mínima de la superficie $G(\bar{X}) = 0$ al origen y, además, el punto sobre la superficie de falla con dicha distancia mínima sería el punto de falla más probable. esta distancia puede aproximarse al valor β obtenido anteriormente.

La distancia de un punto $\bar{X}' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ sobre la superficie de falla al origen de \bar{X}' esta dado por

$$D = \sqrt{X_1'^2 + \dots + X_n'^2} \quad (\text{A.12a})$$

El punto sobre la superficie de falla $(X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ que tiene la distancia mínima al origen puede determinarse minimizando la función d, sujeta a la restricción $G(\bar{X}) = 0$.

Para este propósito puede usarse el método de multiplicadores de Lagrange. Si:

$$L = d + \lambda G(\bar{X})$$

o bien,

$$L = \sqrt{(X'_1, X'_2, \dots, X'_n)} + \lambda G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (\text{A.13})$$

donde

$$X_i = \sigma_{x_i} X'_i + \mu_{x_i}$$

Minimizando L se obtiene el siguiente conjunto de $n + 1$ ecuaciones con $n + 1$ incógnitas

$$\frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{X'_i}{\sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2}} + \lambda \frac{\partial G}{\partial X'_i} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (\text{A.14})$$

y

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = G(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

La solución al anterior conjunto de ecuaciones permite conocer el punto más probable de falla $(X_1', X_2', \dots, X_n')$. Si se introduce el vector gradiente

$$\Xi = \left(\frac{\partial G}{\partial X_1'}, \frac{\partial G}{\partial X_2'}, \dots, \frac{\partial G}{\partial X_n'} \right) \quad (\text{A.15})$$

donde

$$\frac{\partial G}{\partial X_i} = \frac{\partial G}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X_i'} = \sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X_n'}$$

También de la ecuación (A.12a) puede escribirse en notación matricial como

$$\frac{\bar{X}'}{(X' \cdot X')^{1/2}} + \lambda \Xi = 0$$

donde

$$\bar{X}' = -\lambda D \Xi = 0 \quad (\text{A.16})$$

por lo tanto

$$D = [(\lambda D \Xi)(\lambda D \Xi)]^{1/2} = \lambda D(\Xi \Xi)^{1/2}$$

por lo que

$$\lambda = (\Xi \Xi)^{-1/2}$$

Usando esta última ecuación en la ecuación (16) se tiene que

$$\bar{X}' = \frac{-D \Xi}{(\Xi \Xi)^{1/2}} \quad (\text{A.17})$$

premultiplicando a la ecuación (17) por Ξ resulta

$$\Xi \cdot \bar{X}' = \frac{-D(\Xi \Xi)}{(\Xi \Xi)^{1/2}} = -D(\Xi \Xi)^{1/2}$$

por lo tanto

$$D = \frac{-\Xi \bar{X}'}{(\Xi \Xi)^{1/2}} \quad (\text{A.18})$$

Sustituyendo la ecuación (A.17) en la ecuación (A.15) resulta una ecuación con D como única incógnita; la solución de D es entonces la distancia mínima d_{\min} y como se había anotado representa una medida de confiabilidad, por lo que se puede decir que es también el índice de confiabilidad β .

Esta solución puede encontrarse en forma iterativa, es decir, se da un punto en la superficie de falla \bar{X}' , se calcula D usando la ecuación (A.18) con el gradiente evaluado en ese punto, con lo que se obtiene un nuevo punto con la ecuación (A.17) y se vuelve a iniciar el proceso, hasta que se tenga la d_{\min} (o la β) deseada. De acuerdo con lo anterior, la ecuación (A.18) se puede reescribir, para el punto más probable de falla, como

$$\beta = \frac{-\Xi^* \cdot \bar{X}'^*}{(\Xi^* \cdot \Xi^*)^{1/2}} \quad (\text{A.19})$$

donde

Ξ^* es el vector gradiente en el punto más probable de falla $(X_1'^*, X_2'^*, \dots, X_n'^*)$

En forma escalar, la ecuación (19) es

$$\beta = \frac{-\sum_i \bar{X}_i'^* \left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}_i'^*} \right)}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}_i'^*} \right)^2}} \quad (\text{A.20})$$

donde las derivadas $\left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}_i'^*} \right)$ se valúan en $(X_1'^*, X_2'^*, \dots, X_n'^*)$. Usando el valor de β anterior en la ecuación (17), el punto más probable de falla sobre la superficie de falla se convierte en

$$\bar{X}_i'^* = \frac{-\Xi_i^* \beta}{(\Xi^* \cdot \Xi^*)^{1/2}} \quad (\text{A.21})$$

En forma escalar, los componentes de \bar{X}'^* , ecuación (21), son

$$\bar{X}_i'^* = -\alpha_i^* \beta \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{A.22})$$

donde

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}_i^*} \right)}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}_i^*} \right)^2}} \quad (\text{A.23})$$

son los cosenos directores a lo largo de los ejes X_i'

Los resultados anteriores, ecuaciones (21) y (22), pueden interpretarse, con base en las aproximaciones mediante series de Taylor de primer orden para la función $G(X)$, como equivalentes a la relación μ_G / σ_G , ya que ésta también es la distancia del plano tangente de la superficie de falla en X^* al origen de las variables reducidas. Por lo tanto, el índice de confiabilidad es como el que se muestra en la ecuación (8).

Debe enfatizarse que la aproximación de primer orden, de μ_G y σ_G , debe evaluarse en un punto sobre la superficie de falla $G(\bar{X}) = 0$.

Con base en los resultados anteriores se puede obtener la probabilidad de falla de un sistema reescribiendo las ecuaciones (20) y (23) de esta manera:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_i \left(\sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X_i} \right)^{2*}}} \quad (\text{A.24})$$

$$\beta = - \frac{\sum_i \bar{X}_i^* \left(\sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_i \left(\sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X_i} \right)^{2*}}} \quad (\text{A.25})$$

Además de la consideración hecha en la ecuación (13) y de la ecuación (22)

$$X_i = \sigma_{x_i} X_i - \mu_{x_i} = \mu_{x_i} - \sigma_{x_i} \alpha_i \beta$$

Por lo que la ecuación de confiabilidad se puede escribir como

$$G(\mu_{X_i} - \sigma_{X_i} \alpha_i \beta) = 0 \quad (\text{A.26})$$

La ecuación anterior tiene como única incógnita a β , y como los valores de α_i dependen de los valores de las derivadas $\frac{\partial G}{\partial X_i}$, y éstos a su vez de los de X_i , será necesario resolver la ecuación por iteraciones; se comienza igualando los valores de X_i con sus valores, medios para calcular las derivadas, y con ellos los cosenos directores α_i , con lo que se obtiene una primera aproximación de β .

Este valor permitirá definir nuevos valores $X_i = \mu_{xi} - \sigma_{xi}\alpha_i\beta$, y entonces se vuelve a repetir el proceso hasta que $\beta_{n+1} \approx \beta_n$.

Para el caso en que sea necesario sustituir una función de probabilidad cualquiera, por una normal equivalente, se propone elegir un rango por el que se ajusta una normal, de modo que no se cometa un error grande en la aproximación.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

ANEXO B

**Coeficientes para evaluar
las pérdidas en una
conducción**

B. Coeficientes para evaluar las pérdidas en una conducción

B.1 Pérdida por cambio de dirección

Valores de K_C y de η para la fórmula de Hoffmann:

R = Radio de curvatura del conducto.

D = Diámetro medio del conducto.

R/D	1	2	4	>6
k_C	0.52	0.31	0.25	0.22

θ°	10	20	30	40	60	90
η	0.20	0.38	0.50	0.62	0.81	1.00

Tabla B.1. Pérdida por cambio de dirección (Sotelo, 1979).

B.2 Pérdida por ranuras.

Para la Fórmula de Weisbach se calculan α y β con las siguientes consideraciones (Sotelo, 1979):

V = Velocidad

B = ancho de la sección

h = altura de la sección

y = d si $d < 0.2e$, y = $0.2e$ si $d > 0.2e$

e = ancho de la ranura

d = profundidad de la ranura

x = $0.2 e$

B.3 Pérdida por entrada.

Los valores del coeficiente K_e toma los siguientes valores (Sotelo, 1979):

Entrada con aristas agudas	0.50
Entrada con aristas redondeadas	0.50
Entrada de diseño hidrodinámico	0.10

B.4 Coeficiente de rugosidad de Manning.

Los valores mínimos, medios y máximos sugeridos del coeficiente de rugosidad de Manning para el cálculo de las pérdidas por fricción y del tirante en túneles revestidos y excavados en roca se presenta en la tabla B.2.

Tipo de material	n_{\min}	n_{normal}	n_{\max}
Roca suave y uniforme excavadas con explosivos	0.030	0.036	0.040
Roca irregular excavada con explosivos	0.036	0.040	0.050
Roca excavada con máquina tunelera	0.026	0.028	0.030
Concreto lanzado con sección bien excavada	0.016	0.019	0.023
Concreto lanzado con sección irregularmente excavada	0.024	0.026	0.028
Concreto hidráulico pulido	0.011	0.012	0.013
Concreto hidráulico nuevo colocado con cimbra con acabado liso.	0.012	0.015	0.017
Concreto hidráulico colocado con cimbra con acabado tosco (o con varios años en servicio)	0.014	0.016	0.018

Tabla B.2. Coeficiente de rugosidad de Manning (Marengo, 2005).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

ANEXO C

**Distribución Normal
Equivalente**

C. Distribución Normal Equivalente

C.1. Método general

Independientemente del tipo de distribución de Probabilidad al que se ajusten los valores de los gastos máximos anuales, esta distribución se puede representar de un modo aproximado mediante una función de distribución normal estándar. Para ello se hace uso de la transformación de Rosenblatt, la cual establece que para una variable individual la distribución normal equivalente de una variable no normal puede obtenerse de tal manera que la probabilidad acumulada, así como la ordenada de la densidad de probabilidad de la distribución normal equivalente en el punto analizado x_i^* sea igual a la correspondiente no normal, para el punto en cuestión de la superficie de falla.

Aplicando lo anterior al caso en estudio se tiene que igualando las probabilidades acumulativas:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = F_{xi}(x_i^*) \quad (\text{B.1})$$

donde

$\mu_{xi}^N, \sigma_{xi}^N$ son la media y la desviación estándar respectivamente, de la distribución normal equivalente para x_i .

$F_{xi}(x_i^*)$ es la función de distribución de probabilidad acumulada de x_i , valuada en x_i^* .

$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right)$ es la función de distribución de probabilidad de la distribución normal estándar.

La relación anterior conduce a que:

$$\mu_{xi}^N = x_i^* - \sigma_{xi}^N \Phi^{-1}\left[F_{xi}(x_i^*)\right] \quad (\text{B.2})$$

e igualando las correspondientes funciones de densidad en x_i^* se tiene:

$$\frac{1}{\sigma_{xi}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = f_{xi}(x_i^*) \quad (\text{B.3})$$

donde $\phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right)$ es la función de densidad de probabilidad de la distribución normal estándar, con lo que se obtiene:

$$\sigma_{xi} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}}{f_{xi}(x_i^*)} \quad (\text{B.4})$$

Considerando lo anterior, el proceso para estimar la distribución normal equivalente en un punto de falla es el siguiente:

1. Estimar las funciones de densidad y de distribución de probabilidad acumulada en ese punto con los valores de la distribución no normal.
2. Estimar el valor de $\Phi^{-1}[F(x_i^*)]$, que es el valor de la distribución normal obtenido de tablas.
3. Calcular $\phi\{\Phi^{-1}[F(x_i^*)]\}$, que es el valor de la densidad de probabilidad en ese punto:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}u^2\right)} \quad u = \Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]$$

4. Aplicar las ecuaciones (B.2) y (B.4) para estimar μ_{xi}^N y σ_{xi}^N respectivamente.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS
EN EL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN**

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

Carreola N., J., 2002. Programa Nacional de Seguridad de Presas. Seminario de Seguridad de Presas, pp. 163 – 172, México D. F.

Castillo, E., 1998. Extreme value theory in engineering, Academic press inc., San Diego, California, pp. 336-337.

C. F. E., 2002. Informe final de los estudios hidrológicos e hidráulicos para el P. H. El Cajón, Nayarit. Centro de Anteproyectos del Pacífico Norte, Subgerencia de Anteproyectos, Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, México.

Chang, S. T., 1982. Overtopping risk evaluation for an existing dam. Urbana – Champaign, Illinois, USA: University of Illinois. Tesis Doctoral.

Contreras W., F. J., 2004. Tránsito de avenidas por vasos. Documento personal, Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, C. F. E., México D. F.

Cooke, J. B., y Sherard L., J., 1987. Concrete-Face Rockfill Dam: I. Assessment. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, Núm. 10, octubre, pp. 1096 - 1112, Detroit.

Cooke, J. B., y Sherard L., J., 1987. Concrete-Face Rockfill Dam: II. Desing. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, Núm. 10, octubre, pp. 1113 – 1132, Detroit.

Cooke, J. B., 1991. The Concrete-Face Rockfill Dam. Water Power y Dam Construction, January, pp. 11 – 14, USA.

Cooke, J. B., 2000. Concrete Face Rockfill Dams, 20th ICOLD Congress and Beijing 2000 Symposium on Concrete Face Rockfill Dams.

Greenwood, J.A., J. Landwehr, N. C. Matalas, y J.R. Wallis, 1979. Probability Weighted Moments: Definition and Relation to Parameters of Several Distributions Expressable in Inverse Form, Wat. Res. Res., 15 (5), pp 1049-1054.

Gómez N., R. A., 1980. Diseño hidráulico de una sección portal. Documento personal, Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, CFE, México D. F.

Gumbel, E. J., 1958. Statistics of Extremes, Columbia University Press, New York, p. 8.

I. M. T. A., 1998. Sistema para evaluación de la seguridad de presas (II etapa). Informe final Coordinación de Tecnología Hidrológica y Coordinación de Tecnología Hidráulica, México D. F.

Jenkinson, A. F., 1955. The Frequency Distribution of the Annual, Maximum (or Minimum) Values of Meteorological Elements, Quart. J. Royal Met. Soc., 87, 158-171.

Jenkinson, A. F., 1969. Estimation of Maximum Floods, Chapter 5, WMO, Technical Note 98, Geneva, Switzerland, 183-227.

Landwehr, J., N.C. Matalas, y J.R. Wallis, 1979. Probability Weighted Moments Compared with some Traditional Techniques in Estimating Gumbel Parameters and Quantiles, *Wat. Res. Res.*, 15 (5), pp 1055-1064.

Macedo G., G., 2002. Experiencias en presas de concreto con cara de concreto. Seminario de Seguridad de Presas, pp. 121 – 129, México D. F.

Marengo M., H., 1994, Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas. Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D. F.

Marengo M., H., 1998. Consideraciones acerca de la seguridad de presas de tierra y enrocamiento (con énfasis ante avenidas de diseño). *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XIII, Núm. 1, pp. 61-75, enero-abril, México.

Marengo M., H., 1999. Consideraciones acerca del futuro de las presas. Presentado en la consulta regional de la Comisión Mundial de Presas (WCD, por sus siglas en inglés). Sao Paulo, Brasil. Disponible en la world wide web: <http://www.dams.org/kbase/submissions/showsub.php?rec=INS076>

Marengo M., H., 2000. Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo. *Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XV, Núm. 1, pp. 73-99, enero-abril, México.

Marengo M., H., 2001. Curso de obra de excedencias y obra de desvío. Centro de Actualización Profesional e Innovación Tecnológica del Colegio de Ingenieros Civiles de México A. C., Asociación Mexicana de Hidráulica A. C., octubre, México D. F.

Marengo M., H., 2002, Consideraciones de riesgo de falla en presas mexicanas. Seminario de Seguridad de Presas, pp. 57 – 60, México D. F.

Marengo M., H., 2005, “Cálculo Hidráulico de Túneles de Conducción en Sección Baúl Considerando Rugosidades Compuestas”, libro impreso por Fundación ICA, Registro ISBN 968-5520-14-3, México D. F.

Marengo M, H., Contreras W, F. y Rivero A, J., 2005. Transito de una avenida por un vaso. Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, CFE, México D. F.

Mena Sandoval, Enrique, 2002. Instrumentación y Evaluación de la Seguridad de Presas. Seminario de Seguridad de Presas, pp. 131 – 141, México D.F.

Marques F, P y Pinto, N. L. de S., 2005. CFRD dam characteristics learned from experience. *Hydropower y Dams*, Issue One, pp. 72 - 76.

NERC, 1975. Natural Environment Research Council, Flood Studies Report, Vol. I, Hydrologic Studies, Whitefriars Press Ltd., London, p.51.

Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP), 2006. Seguridad de Presas. Disponible en la world wide web: www.orsep.gov.ar.

Raynal-Villaseñor, J. A., 1987. Computation of Probability Weighted Moments for the General Extreme Value Distribution (Maxima and Minima), Hydrological Science and Technology Journal, 3 (1-2), pp 47-52.

Raynal, José A, 2004. Estimadores de momentos de probabilidad pesada para la distribución general de valores extremos para máximos. *inf. tecnol.* [online]. 2005, vol.16, no.1 [citado 28 febrero 2006], p.75-82. Disponible en la world wide web: <http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttextpid=s0718-07642005000100011ylnng=esynrm=iso>. issn 0718-0764.

Sotelo A., G., 1989. Apuntes de Hidráulica II. Facultad de Ingeniería. UNAM, pp 115, México.

Sotelo A., G., 1979. Hidráulica General, Vol. I. Editorial Limusa. México D. F.

Tang, W. H., 1984. Probability concepts in engineering planning and desing. Vol. I, Basic Principles, Vol. 11, Decision, risk and reliability. Wile and sons, New York. E. U. A.

U. S. Army Corps of Engineers, 1996, Risk – Based Analysis for Flood Damage Reduction Studies EM., pp. 1110 – 2 – 1619, Washington D. C.

Yen, B. C. y Tang, W. H., 1979. Hydraulic and Hydrology aspects of dam safety. Proceedings Third ASCE Engineering Mechanics Division Specialty Conference. September.