



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO DE LA OBRA DE DE SVÍO DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO., CON UN
ANÁLISIS DE RIESGO”**

T E S I S

PRESENTADA POR

FERNANDO HERNÁNDEZ SÁNCHEZ

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL



DIRECTOR DE TESIS:

DR. HUMBERTO MARENGOMOGOLLON

MEXICO, D.F.

2007



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/031/06

Señor
FERNANDO HERNÁNDEZ SÁNCHEZ
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.

"DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO., CON UN ANÁLISIS DE RIESGO"

- I. INTRODUCCIÓN
- ANÁLISIS HIDROLÓGICO
- III. ESQUEMA DE OBRA
- IV. ESQUEMA CONSTRUCTIVO
- V. ANÁLISIS DE RIESGO
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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 24 de abril de 2006
EL DIRECTOR

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

*I.B.
Adriana Cafazga
31-05-2007*

*Vobo
Jaime F. Gómez Vozz
Jaime F. Gómez Vozz*

*Vobo
GFB*

[Signature]

*A mis padres, por la paciencia y el apoyo incondicional que siempre me
brindaron.*

A todos aquellos que se han tomado el tiempo para leer este trabajo.

A mi director de tesis y maestro, el Dr. Humberto Marengo Mogollón, por brindarme horas de su valioso tiempo para guiarme y transmitirme un poco de sus vastos conocimientos y de su amplia experiencia.

A todos mis maestros, por que sin ellos y sus enseñanzas no seria hoy la persona que he llegado a ser, ya que siempre me impulsaron mejorar.

A mis amigos y compañeros de la carrera, por ayudarme durante mi tiempo en la facultad, ya que sin su ayuda y apoyo no habría conseguido llegar hasta el final.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a su Facultad de Ingeniería y a su División de Ingeniería Civil, por haberme formado como ingeniero.

A la Comisión Federal de Electricidad, por el apoyo brindado para la elaboración de esta tesis.

A Ingeniería, Asesoría y Consultoría, en especial, a los ingenieros Enrique Heredia Rubio, Alfonso Arce Arango y Gerardo Monroy Lugo, a Isela, Daniel Eric, Jorge, Luis y Roberto, por una gran experiencia de trabajo.

A toda mi familia, por hacerme saber que están ahí cuando los necesito.

ÍNDICE

1. Introducción

Objetivo: “Presentar los aspectos generales del proyecto hidroeléctrico La Parota, Gro., y su correspondiente obra de desvío, así como los aspectos generales de un análisis de riesgo”.

- 1.1. Ubicación geográfica.
- 1.2. Generalidades sobre las presas.
- 1.3. Aspectos generales del proyecto y de la obra de desvío.
- 1.4. Métodos para realizar un análisis de riesgo.

2. Análisis hidrológico

Objetivo: “Dar a conocer los parámetros hidrológicos que se seleccionaron para el diseño de la obra de desvío del Proyecto Hidroeléctrico La Parota, Gro.”.

- 2.1. Esguerrimientos.
- 2.2. Estimación de gastos máximos.
- 2.3. Conclusiones.

3. Esquema de obra

Objetivo: “Presentar los diseños, planes de trabajo y programación, y describir el proceso constructivo para la realización del Proyecto Hidroeléctrico La Parota Gro.”.

- 3.1. Generalidades
- 3.2. Planes de trabajo y programación de obras para el Proyecto Hidroeléctrico La Parota.
- 3.3. Cortina de enrocamiento con cara de concreto.
- 3.4. Obra de desvío.
- 3.5. Obra de excedencias.
- 3.6. Obras de generación.

4. Esquema constructivo

Objetivo: “Presentar el esquema constructivo y los riesgos a los que estará expuesto el Proyecto Hidroeléctrico La Parota, incluyendo los posibles daños y costos que se generen.”

- 4.1. Definición del esquema.
- 4.2. Análisis de costos.
- 4.3. Daños potenciales
- 4.4. Esperanza de daños

5. Análisis de riesgo

Objetivo: “Presentar el análisis de riesgo realizado en la obra de desvío del P.H. La Parota, Gro.”

- 5.1 Aspectos generales
- 5.2 Datos para la realización del análisis de riesgo
- 5.3 Funcionamiento hidráulico de los túneles de la obra de desvío
- 5.4 Método del segundo momento estadístico.
- 5.5 Comparación de resultados.

6. Conclusiones y recomendaciones

Objetivo: “Presentar las conclusiones personales y observaciones sobre este proyecto”.

Anexo A.

- A. Teoría de la confiabilidad.
 - A.1. Formulación general del problema de confiabilidad.
 - A.2. Formulación del método del segundo momento.

Anexo B.

- B. Coeficientes para evaluar las pérdidas en una conducción.
 - B.1. Pérdida por cambio de dirección.
 - B.2. Pérdida por ranuras.
 - B.3. Pérdida por entrada.
 - B.4. Coeficiente de rugosidad de Manning.

Anexo C.

- C. Distribución Normal Equivalente.
 - C.1. Método general.

Bibliografía.

OBJETIVO GENERAL DE LA TESIS

“PRESENTAR LOS ASPECTOS RELACIONADOS CON EL DESARROLLO DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P. H. LA PAROTA, GRO. Y ALGUNOS ASPECTOS GENERALES DEL MISMO. SE HARÁ UNA REFERENCIA ESPECIAL AL DENOMINADO ANÁLISIS DE RIESGO REALIZADO PARA LA SELECCIÓN DE LA OBRA DE DESVÍO DEL PROYECTO”.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO:

“PRESENTAR LOS ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO., Y SU CORRESPONDIENTE
OBRA DE DESVÍO, ASÍ COMO LOS ASPECTOS GENERALES DE UN
ANÁLISIS DE RIESGO”.

INTRODUCCIÓN

1.1. Ubicación geográfica

El proyecto hidroeléctrico La Parota se localiza en el estado de Guerrero, a 28 km al noreste del puerto de Acapulco y formaría parte del sistema hidrológico de la costa chica al almacenar agua del río Papagayo.

La zona de la boquilla se encuentra en el municipio de Acapulco. Aprovecha las aguas del cauce principal del río Papagayo, 39 km antes de su descarga con el Océano Pacífico, longitud obtenida a lo largo del desarrollo del río. Con relación al puerto de Acapulco, la desembocadura del río Papagayo se encuentra a unos 34 km al sureste, mientras que la boquilla se localiza a 28 Km. hacia el noreste. Algunos de los municipios aledaños al proyecto son Juan R. Escudero y San Marcos. La boquilla del proyecto se ubica en las coordenadas geográficas 16°56' latitud norte y 99°38' longitud oeste.

Para acceder al sitio, a partir de la carretera federal México-Acapulco, se toma la desviación hacia el poblado de Tres Palos. Continúa el trayecto hasta la población de San Pedro Cacahuatpec y se sigue en dirección norte, pasando por las comunidades de La Concepción y La Parota.

Considerando la regionalización hidrológica de la Comisión Nacional del Agua, el proyecto se ubica dentro de la porción occidental de la región hidrológica No. 20, Costa Chica de Guerrero, siendo el río Papagayo la primera corriente que se encuentra en dicha región, recorriéndola de oeste a este.

1.2. Generalidades sobre las presas

Una presa es una estructura de control primaria ubicada en un canal o río, de tal manera que permita el almacenamiento de agua para su aprovechamiento. De acuerdo con Vega y Arlequín (1981), las funciones de una presa son: almacenar el agua (presas de almacenamiento), levantar el nivel de la misma para su aprovechamiento (presas de derivación), o ambas tareas. Stamm (1973) la define como una estructura de control primaria ubicada en un canal o río, de tal manera que permita el almacenamiento del agua para su aprovechamiento.

Usualmente las centrales hidroeléctricas poseen los siguientes componentes:

- Presa y vaso de almacenamiento o embalse
- Obra de toma y estructura de rejillas
- Un túnel revestido de concreto
- Lumbreras para compuertas
- Pozo de oscilación u otro tipo de estructura para el control de fenómenos transitorios
- Tubería de alta presión (normalmente revestida de acero)
- Casa de máquinas
- Turbinas

- Generador
- Tubo de desfogue de la turbina
- Descarga al río
- Subestación eléctrica

Existen en el mundo más de 100,000 presas (Marengo, 1996), incluyendo 35, 000 grandes presas que según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés), son las que tenían más de 15 m de altura en 1989, aunque también entran en esta categoría las que están entre 10 y 15 m pero que cumplen con alguna de las siguientes condiciones: longitud de cresta de 500 m por lo menos o descarga máxima de 2000 m³/s, con condiciones complejas en la cimentación y/o un diseño inusual de la presa (Marengo, 1996).

El número de presas construidas en el mundo en los últimos 35 años supera el 85% del total, más del 78% de estas presas (36, 327) tienen una altura entre 15 y 30 m, y hay menos de un 0.1% (26) que exceden los 200 m de altura (Marengo, 1996).

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que incurren en 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. Puede decirse que pocas actividades humanas poseen tal potencial de daño y destrucción como la posible falla de una presa (Marengo, 1996).

1.2.1. Obras de desvío

Las obras de desvío son obras temporales que tienen por objeto secar el sitio donde se construirá la cortina y las obras auxiliares durante el periodo de construcción. El proyecto de una presa que se va a construir sobre el cauce de un río, debe tomar en cuenta el desvío del gasto de la corriente a un lado o a través del sitio de la presa durante dicho periodo.

Para obtener una adecuada solución para la obra de desvío, se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Régimen de escurrimiento
- Magnitud y frecuencia de avenidas
- Características de la máxima avenida registrada
- Métodos para hacer el desvío
- Tipo de cortina a construirse
- Tiempo que dura la construcción
- Condiciones del sitio
- Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa

1.3. Aspectos generales del proyecto hidroeléctrico La Parota y su obra de desvío

1.3.1. Aspectos generales del Proyecto Hidroeléctrico La Parota

En el año de 1976, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) empezó a estudiar el sitio donde se ubica la estación hidrométrica La Parota con la finalidad de desarrollar un proyecto hidroeléctrico, considerando el gasto medio del río, las características topográficas y geológicas de la boquilla y la posibilidad de formar un embalse con capacidad suficiente para regular anualmente el escurrimiento del río. El sitio en referencia se localiza a 26 km del puerto de Acapulco y a una distancia similar de la desembocadura del río Papagayo al mar.

Para definir el nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) de la presa, se analizaron varias opciones de altura de la cortina, asociadas también a diferentes potencias a instalar. Considerando los beneficios económicos que ofrece la formación de un embalse con gran capacidad útil y el incremento de la potencia instalable conforme crece la altura de la cortina, se definió la elevación de la corona a los 180.00 msnm, con una altura de la cortina de 164 metros. Para ello será necesario construir seis diques en igual número de puertos topográficos, con alturas de entre 12 y 28 metros. La potencia instalable definida en factibilidad fue de 750 MW y un factor de planta de 0.20.

1.3.2. Estudios básicos

Con el fin de determinar el escurrimiento aprovechable y las avenidas máximas de diseño que sustentarán los estudios de ingeniería básica del proyecto hidroeléctrico La Parota, se realizó la recopilación de información de los registros de las estaciones hidrométricas existentes.

A partir de la información disponible de dichas estaciones, se llevó a cabo un análisis estadístico, definiendo el volumen medio anual disponible para el periodo 1951-2003 en 4 386 Mm³, distribuido de la siguiente manera: de julio a octubre escurren 3, 254 Mm³ (74%), mientras que de noviembre a junio, la cuenca aporta 1,132 Mm³ (26%). El volumen concesionado por la Comisión Nacional del Agua (CNA) fue de 4,039.4 millones de m³.

La CFE realizó el estudio de avenidas máximas y se decidió revisarlo también con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para presentarlo a consideración de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la CNA. Se dio particular importancia al registro de 11,653 m³/s, ocurrido el 26 de septiembre de 1967 en la estación hidrométrica La Parota, debido a condiciones climatológicas locales y regionales que originaron precipitaciones extraordinarias en gran parte del país.

Referente a la caracterización del estado medio atmosférico en el sitio del proyecto, se determinó la temperatura media anual de 27 °C con la mínima promedio de 18 °C y la máxima de 36 °C. La precipitación media anual es de 1,085 mm., y la evaporación media anual, de 1,727 mm.

En lo relacionado al aporte de sedimentos, se estimó que el volumen que podría depositarse en el embalse durante los 50 años de vida útil es de 970 millones de m³, a la elevación de 76.23 msnm.

Para definir la solución más atractiva en términos económicos, ofrecer al Sistema Eléctrico Nacional la mayor potencia y energía, y hacer más rentable el proyecto, se fijó la altura más alta de la cortina a la elevación de 181.75 msnm, fundamentalmente motivada por la geología local y las afectaciones superficiales y poblados dentro del vaso. Analizando los beneficios, se estableció la potencia de 900 MW con niveles de 175 y 170 msnm al NAMO (estiaje y avenidas respectivamente), y 143 msnm al Nivel de Aguas Mínimo de Operación (NAMINO), obteniéndose así una generación anual de 1,372 GWh anuales, de los cuales 1,195 son firmes con un 95% de probabilidad de ser generados y 177 secundarios. El factor de planta resultante fue de 0.17.

Se realizaron estudios sismotectónicos para determinar la actividad sísmica en el sitio y su relación con los procesos tectónicos de la región, con el fin de evaluar el riesgo sísmico y obtener los espectros de diseño. A la fecha, pudo realizarse la descripción del marco tectónico regional, el análisis de la sismicidad histórica y del potencial sísmico, así como el análisis de la actividad sísmica registrada instrumentalmente en torno al proyecto, y su relación con los rasgos tectónicos estructurales que pudieran representar algún riesgo. Se continúa con la observación de la actividad sísmica por medio de los sismógrafos y los acelerógrafos de la Red Parota. El análisis sísmico de la cortina de enrocamiento con cara de concreto fue encargado por la CFE al instituto de ingeniería de la UNAM, para diversas opciones de taludes exteriores. El análisis fue realizado con un modelo tridimensional de diferencias finitas, simulándose tres tipos de elementos interfaz: losa-enrocamiento, losa-losa (juntas frías) y losa-cimentación (plinto).

El ambiente sísmico definido para el sitio representa la envolvente de los sismos probables con magnitudes de hasta 8.2 grados Richter, el cual produciría una aceleración máxima de 0.81 g. Se asumió que la cortina estaría sujeta al efecto simultáneo de los tres componentes, condición más severa que la recomendada por el ICOLD.

Los resultados del estado de esfuerzos y deformaciones obtenidos, arrojaron valores de desplazamientos verticales máximos de 39 y 40 cm, para finales de construcción y primer llenado, respectivamente. El mínimo factor de seguridad contra deslizamiento fue de 1.8 para la condición de primer llenado.

1.3.3. Esquema general del proyecto

Los datos generales del proyecto se muestran en la tabla 1.1

Hidrología	
Escurrimiento medio anual	4,386 Mm ³
Porcentaje aprovechable del proyecto	95%
Gasto medio aprovechable	139 m ³ /s
Hidroenergético	
Potencia media	174 MW
Potencia instalable para factor de planta de 0,17	900 MW
Carga aprovechable	131 m
Gasto de diseño por unidad	249.50 m ³ /s
Generación media anual firme	1195 GWh
Generación media anual secundaria	177 GWh
Generación media anual total	1372 GWh
Presupuesto y evaluación económica (en millones de pesos al 2003)	
Obra civil	5,840
Obra electromecánica	1,749
Total	7,589
Periodo de construcción (años)	6.5

Tabla 1.1. Datos generales del Proyecto Hidroeléctrico La Parota.

1.3.3.1 Obra de desvío

La obra de desvío se localiza en la margen derecha. CFE la diseñó hasta el nivel de detalle, por su relevancia para cumplir con el programa general de construcción y establecer el inmediato inicio de la obra, una vez asignado el contrato. Considerando los gastos máximos mensuales en el sitio y los volúmenes de materiales por colocar en la ataguía aguas arriba, se decidió efectuar un predesvío con su preataguía levantada a la elevación 35,85 msnm, para poder desviar el río de diciembre a junio por medio del túnel 1, el cual se diseñó para un Tr de estiaje de 50 años, con gasto de 538 m³/s. Los datos geométricos de la obra de desvío se muestran en la tabla 2.

Características		Túnel No. 1	Túnel No. 2	Túnel No. 3
Sección (m)		10 x 10	15 x 15	15 x 15
Longitud (m)		571	594	618
Revestimiento	Concreto lanzado	Muros y bóveda	Muros y bóveda	Muros y bóveda
	Concreto hidráulico	Piso	Piso	Piso

Tabla 1.2. Datos geométricos de la obra de desvío.

La obra de desvío fue diseñada para:

- Un gasto máximo de avenida de diseño de 13,000 m³/s
- Una duración de la avenida de 15 días
- Un periodo de retorno de 250 años
- Gasto máximo de descarga de 9,100 m³/s

En esta obra, las ataguías de la obra de desvío se integrarán posteriormente a la cortina de la presa, este cambio con respecto a otros proyectos similares como el realizado en el P.H. El Cajón se realiza debido a que, con este procedimiento, se ahorra tanto en costo como en tiempo de realización de proyecto. Las ataguías tienen las características indicadas en la tabla 1.3.

Características	Aguas arriba	Aguas abajo
Tipo	Materiales graduados	
Taludes	1.5:1	2:1
Elevación corona (msnm)	87	45.50
Ancho de corona	10	10

Tabla 1.3. Características de las ataguías de la obra de desvío.

La longitud de los túneles 1, 2 y 3 es de 571, 594 y 618 m, respectivamente. En el túnel 3 quedará alojada la toma ecológica, aprovechando el tapón de cierre definitivo como atraque de la tubería de esta estructura, requerida para suministrar un flujo continuo de 30 m³/s al cauce del río durante el llenado del vaso.

1.3.3.2. Obra de excedencias

Se localiza en la margen derecha y tiene la particularidad de compartir el canal de acceso con la obra de generación. Consta de un canal curvo en su porción media, cuyo ancho y longitud son de 105.40 y 638.00 m, respectivamente, y su plantilla se sitúa en la cota 153.60 msnm. La estructura de control es un cimacio tipo Creager, de 4.40 m de altura, con su cresta a la elevación 158.00 msnm, formado por seis vanos de 14.40 m separados por pilas de 3.80 m de espesor. El control de la estructura lo proporcionan seis compuertas radiales de 14.40 x 22.39 m, accionadas por servomotores. El canal de descarga lo forman dos canales de 50.80 m de ancho cada uno, separados por un muro intermedio donde se aloja la galería de drenaje. La estructura terminal es una cubeta deflectora con ángulo de salida de 15 grados. Se ha considerado la excavación de un tanque para reducir los efectos de barras en el cauce.

La obra de excedencias está diseñada para una avenida máxima de 22,993 m³/s. La descarga máxima es de 18,155 m³/s y la velocidad máxima es de 30.00 m³/s en el canal de descarga. Los datos principales de la obra de excedencias se muestran en la tabla 1.4.

Datos técnicos OE	
Gasto máx. avenida de diseño	22,993 m ³ /s
Volumen de la avenida	8,912 hm ³
Duración de la avenida	15 días
Periodo de retorno	10,000 años
Gasto máximo de descarga	18,155 m ³ /s

Tabla 1.4. Datos principales de la obra de excedencias.

1.3.3.3. Obra de contención

La obra de contención estará conformada por una cortina de enrocamiento con cara de concreto que servirá para formar el vaso de la presa; sus características se muestran en la tabla 1.5 y, como se mencionó anteriormente, tendrá integradas a su cuerpo principal las ataguías aguas arriba y aguas abajo para así reducir tiempo de ejecución y costos. Se eligió la cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC) debido a que la ubicación del proyecto será en una zona de alta sismicidad, y una cortina de este tipo proporciona un margen de seguridad ante eventos sísmicos, además de que una cortina de ECC tiene una mayor viabilidad de construcción ante una Cortina de Núcleo de Arcilla por la disponibilidad de materiales, y no necesita de un desplante tan sólido como una cortina de gravedad.

DATOS TÉCNICOS OC	
TIPO	Enrocamiento con Cara de Concreto
Volumen (m ³)	13,837,051
Taludes	1.5:1
Elevación corona (msnm)	183.00
Altura (m)	162.00
Ancho de corona (m)	8

Tabla 1.5. Datos principales de la obra de contención

1.3.3.4 Obra de generación

La obra de generación estará constituida por la obra de toma, tres túneles de presión de siete m de diámetro, casa de máquinas subterránea (122 m de largo, 22 m de ancho y 45 m de alto) y un túnel para el desfogue de 289.6 m. Los datos técnicos de la obra de generación se muestran en la tabla 1.6.

Datos técnicos OG	
Turbina tipo	Francis
Número de unidades	3
Potencia tota	900 MW
Generación media anual	1 372 GWh
Generación firme	1 195 GWh
Generación secundaria	177 GWh
Factor de planta medio	0.17

Tabla 1.6. Datos técnicos de la obra de generación.

1.3.3.5. Obras complementarias y estudio ambiental

Además de una presa de cambio de régimen conocida como Los Hilamos, se ha previsto construir dos obras de toma: la primera para asegurar el abastecimiento permanente de agua a las obras de captación y conducción del sistema municipal para la ciudad de Acapulco, y la segunda para la posible irrigación de algunas superficies de tierras.

La zona no presenta ecosistemas únicos o excepcionales y su estado de conservación es en general bajo, predominando vegetación secundaria. Buscando la sustentabilidad socioambiental del proyecto, se contrató con el Programa Universitario de Medio Ambiente (PUMA) de la UNAM, la realización del Manifiesto de Impacto, el Estudio Técnico Justificativo y, como producto final, un Plan Estratégico que permita promover la sustentabilidad del proyecto para hacerlo ecológicamente viable y socialmente deseable. Los trabajos realizados por esta institución, con apoyo de la Universidad Autónoma de Guerrero, servirán como marco para la elaboración del ordenamiento ecológico regional.

1.4. Métodos para realizar un análisis de riesgo

1.4.1. Concepto de análisis de riesgo

Según el ICOLD (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.

En las obras de ingeniería, la seguridad o confiabilidad se ha dado de tal manera que ante las “peores” condiciones de carga o demanda, se cumplan con cierto margen los requisitos “mínimos” de resistencia o suministro. Usualmente, la adecuación de los márgenes de seguridad se da en términos de experiencias en sistemas similares (Marengo, 2004).

El análisis de riesgo se realiza debido a varias razones, algunas de ellas son porque:

- Se desea construir estructuras más seguras.
- Existen numerosas incertidumbres por fenómenos naturales.
- El costo que se paga, no debe reflejarse en un costo excesivo por garantizar dicha seguridad.
- El nivel de confiabilidad hoy en día, no debe darse necesariamente con factores de seguridad.

En rigor, un sistema de ingeniería puede definirse como el comportamiento del mismo ante las condiciones de carga (demanda) y resistencia (suministro) que se presentarán a lo largo de la vida útil de la obra. Dicho de otro modo, los problemas de confiabilidad pueden formularse como la “capacidad” que tiene el sistema para que se cumplan los requerimientos de suministro que se tienen.

La confiabilidad de los sistemas de ingeniería puede ser medida en forma realista y en términos de probabilidad, al definir como:

X = Capacidad para proporcionar el suministro o resistencia.

Y = Demanda requerida o carga.

El objetivo es asegurar que X sea mayor que Y ($X > Y$) a lo largo de la vida útil del sistema. Esto puede calcularse sólo en términos de la probabilidad $P(X > Y)$ (Marengo, 2004).

Esta probabilidad representa una medida de la confiabilidad del sistema. Se parte entonces de conocer las funciones de densidad y de distribución de probabilidad de las variables que componen el sistema, es decir:

$F(X), F(Y)$ = Funciones de distribución.

$f(x), f(y)$ = Funciones de densidad.

La formulación de la probabilidad de falla se plantea como:

$$PF = P(X < Y) = \sum P(X < Y / Y=y) P(Y=y)$$

Sí son estadísticamente independientes X y Y:

$$P(X < Y | Y=y) = P(Y=y), \text{ y:}$$

$$PF = \sum P(X < Y) P(Y=y)$$

Esta ecuación es para variables continuas X y Y, y se expresa como:

$$PF = \int_0^{\infty} F_X(Y) f_Y(y) dy$$

Esta es la convolución con respecto a Y y puede explicarse utilizando la figura 1.1.

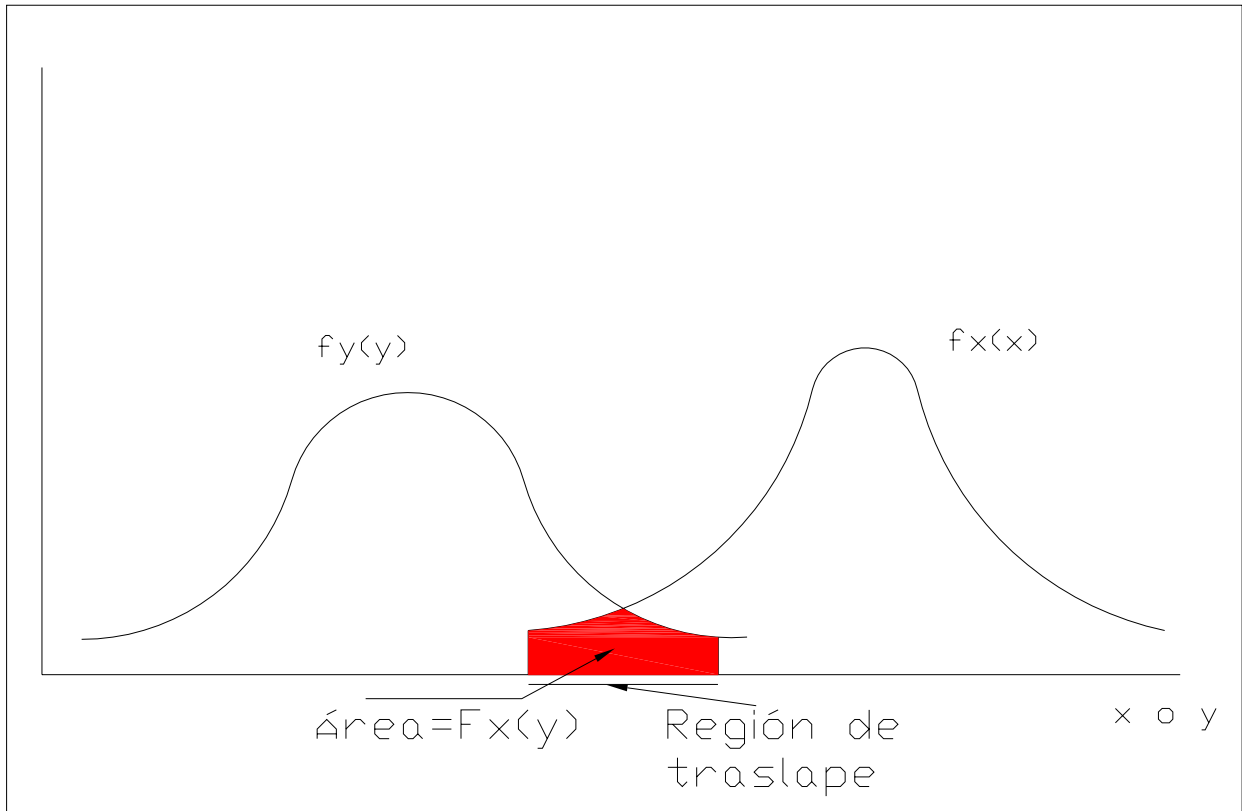


Figura 1.1. Funciones de probabilidad $f_x(x)$ y $f_y(y)$.

La confiabilidad puede formularse como:

$$PF = \int_0^{\infty} (1 - F_y(x)) f_x(x) dx$$

Y la confiabilidad se expresa como:

$$P_s = 1 - PF$$

1.4.1.1. Evaluación de la PF

El problema de suministro-demanda se plantea tradicionalmente con dos enfoques:

1. Margen de seguridad: $M = X - Y$

En este caso, al ser X y Y variables aleatorias, también M lo es:

$$PF = \int_{-\infty}^0 f_m(m) dm = FM(0) \text{ y se muestra en la figura 1.2.}$$

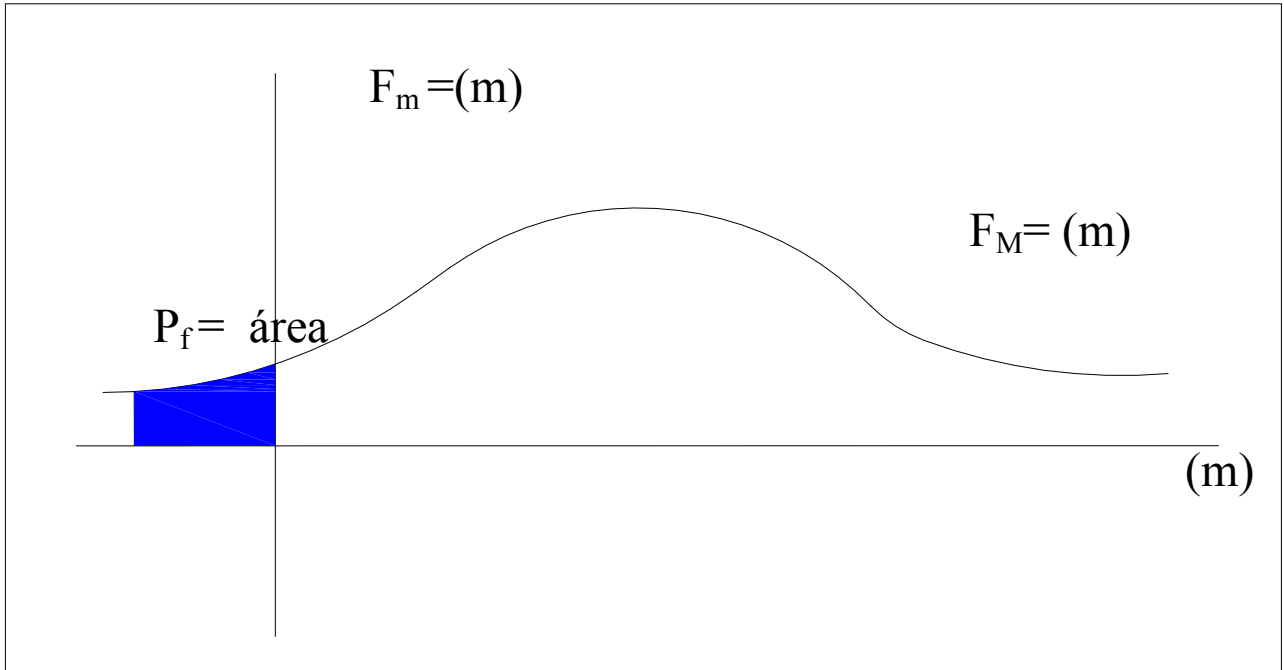


Figura 1.2. Función de distribución para el margen de seguridad M.

2. El Factor de seguridad: $FS = X / Y$

Como en el caso anterior, al ser X y Y variables aleatorias, también F lo es, y la falla ocurre sí $FS < 1$.

La probabilidad de falla se expresa como:

$$PF = \int_0^1 f_{\theta}(\theta) d\theta = F_{\theta}(1) \text{ y se muestra en la figura 1.3.}$$

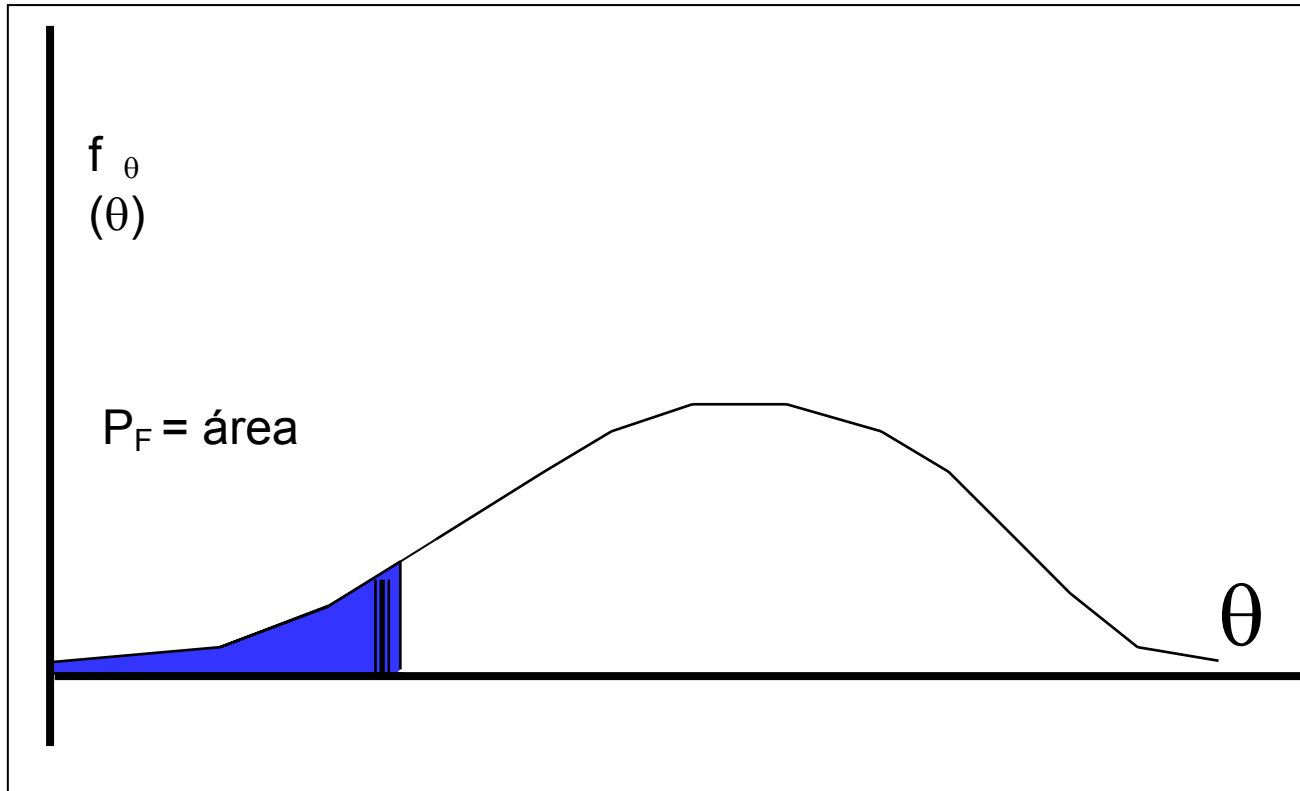


Figura 1.3. Función de distribución para el factor de seguridad FS.

1.4.2. Métodos usados para calcular riesgos de falla

A continuación tenemos las metodologías utilizadas para calcular el riesgo de falla en sistemas de ingeniería que se utilizan hasta la fecha.

1.4.2.1. Método del periodo de retorno

El período de retorno se define en la hidrología como: “El tiempo en promedio para que un evento pueda ser igualado o excedido por lo menos una vez en un periodo de registros dado.” (Marengo, 2004).

Empíricamente se estima como:

$$Tr = m/n+1$$

Donde: m es el No. de orden y n es el tamaño de la muestra.

Es muy usado en sistemas de ingeniería que implican el tiempo en su variabilidad, como son gastos medios, máximos y sismos, sin embargo, es usual que los períodos de registro sean muy pequeños (30 o 40 años). Se extrapola en 250 o 300 veces esos valores, es decir, a gastos que se esperan con períodos de retorno de 5,000 o 10,000 años. A pesar de estas limitantes, es utilizado en estimaciones hidrológicas y sísmicas.

1.4.2.2. Método de integración directa

Es un método analítico que permite integrar —como su nombre lo indica— la ecuación que representa la probabilidad de falla. La principal dificultad que se encuentra al tratar de aplicarlo consiste en representar de forma adecuada la integral que representa la función de comportamiento. La principal ventaja estriba en el hecho de que se puede suponer que el resultado obtenido es exacto en comparación con otros métodos. La mayor desventaja aparece en la dificultad que representa integrar analítica y numéricamente funciones matemáticas muy complicadas. Cuando se puede aplicar, debe preferirse a cualquier otro método (Marengo, 2004).

1.4.2.3. Método de MonteCarlo tradicional

Es un proceso que utiliza en cada simulación un conjunto particular de valores de variables aleatorias, generadas artificialmente de acuerdo con la distribución de probabilidad que se esté analizando. El valor del riesgo se estima al calcular las simulaciones repetitivas con respecto al total de la muestra (Marengo, 2004).

Usos del método:

- *Mediciones de seguridad estructural*, Warner y Kabaila, 1968.
- *Sistema de presas en cascada*, Bohoun y Vischer, 1978.
- *Probabilidades de error en problemas hidrológicos*, Haan, 1972.
- *Verificación de combinaciones de cargas extremas*, Wen, 1977.

1.4.2.4. Método de MonteCarlo con muestreo de importancia

Se propuso por Hoshiya (1991) y parte de considerar que la probabilidad de falla en varios sistemas estructurales se hace en un rango tan pequeño (10^{-5} o 10^{-6}) que la función de densidad de probabilidad es postulada como una función desconocida y exponencial del tipo:

$F(Z, a^1, a^2, \dots, a^n)$ en la vecindad de $Z = 0$, donde a^i son valores constantes.

Se estima la probabilidad de falla como:

$$PF = P(Z < 0) = F(0, a^1, a^2, \dots, a^n)$$

La ventaja de este método radica en que, tal vez, es la única solución técnica a problemas que no pueden resolverse analíticamente debido al comportamiento no lineal o complejo de las relaciones que intervienen en los distintos sistemas de ingeniería (Marengo, 2004).

Las desventajas del método son que el riesgo estimado no es único, pues depende del tamaño de la muestra; además, el costo y tiempo de cómputo que se consume con esta técnica se incrementan sustancialmente en la medida que el nivel de precisión y variables se incrementan. Hiller y Lieberman en 1974, recomendaron que en general sí se puede aplicar un modelo analítico, y éste debe preferirse a la simulación de Montecarlo (Marengo, 2004).

1.4.2.4. Método del segundo momento estadístico

El método consiste en tomar los dos primeros momentos estadísticos de las variables aleatorias que intervienen en el problema (Ang y Cornell, 1974).

Toda variable, desde el punto de vista estadístico, puede definirse como:

$$X = \mu_x + X' \sigma_x$$

$$Y = \mu_y + Y' \sigma_y$$

Donde:

X Es la variable analizada; en este caso, el suministro y Y la demanda.

μ_x Es la media de la demanda.

X' Es la variable reducida.

σ_x Es la desviación estándar de la variable.

La media μ_x y la desviación estándar σ_x son los dos primeros momentos de la variable en cuestión. Existen dos variantes del método: el del valor medio del primer orden (VMPO) que trabaja sólo con los valores medios obtenidos totales, y el avanzado del segundo momento estadístico (MASME) que trabaja con los valores medios obtenidos en cada iteración.

Para la evaluación por medio de este método, se puede plantear el siguiente algoritmo:

1. Definir la función de comportamiento con las variables estadísticas que se consideren adecuadas y significativas en el problema analizado.
2. Suponer un punto inicial de falla x_i^* ; $i = 1, 2, \dots, n$ y obtener:

$$x_i'^* = (x_i^* - \mu_{xi}) / \sigma_{xi}$$
3. Estimar $(\partial g / \partial x_i'^*)$ y α_i^* en los puntos x_i^* .
4. Calcular x_i^* con: $x_i^* = \mu_{xi} - \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta$
5. Sustituir los valores estimados de x_i^* en la función de comportamiento y encontrar β
6. Con el valor de β obtenido, reevaluar

$$x_i'^* = -\alpha_i^* \beta.$$
7. Repetir los pasos del 3 al 6 hasta que se obtenga la convergencia deseada cuando $\beta_i \approx \beta_{i+1}$

1.4.2.5. Comparación de los métodos para el cálculo del riesgo

Con el objeto de comparar los distintos métodos para estimar el riesgo de falla, Marengo en 2004 estableció una función de comportamiento en la que la carga y resistencia son:

$$X = X_1 + X_2$$

$$Y = X_3 X_4$$

Donde $(X_1$ y $X_2)$ y $(X_3$ y $X_4)$ son variables no correlacionadas del suministro X y de la demanda Y con las características señaladas en la tabla 1.7.

VARIABLE	MEDIA	COVARIANCIA	FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN
X1	0,5	0,2	NORMAL
X2	1,0	0,4	NORMAL
X3	0,5	0,005	LOGNORMAL
X4	1,5	0,1	LOGNORMAL

Tabla 1.7. Características de las variables X y Y.

La comparación se hizo bajo las siguientes características:

- El valor del riesgo calculado con el método de integración directa se considera exacto, ya que la función no es complicada; se tomó este valor de referencia para la comparación con otros métodos.
- No se consideró el método del período de retorno por la incertidumbre asociada a cada variable.

La comparación se hizo bajo los siguientes aspectos:

- La consistencia de los valores del riesgo con respecto a distintas funciones de comportamiento.
- La precisión de los métodos.
- La sensibilidad del valor del riesgo estimado con las distribuciones de probabilidad propuestas para las variables de suministro y demanda.
- El tiempo requerido de computación.

Las funciones de comportamiento analizadas fueron para ambas el valor medio de primer orden y avanzado del segundo momento:

Margen de seguridad: $M = X - Y$

Factor de seguridad: $FS = X/Y - 1$ y $FS = \ln(X/Y)$

Se comparó también el método de Montecarlo y se utilizaron dos tipos de distribuciones de probabilidad; normal y uniforme.

1.4.3. Conclusiones sobre los métodos de análisis de riesgo

- Con el método del valor medio de primer orden (VMPO):

Los valores de riesgo calculado son inconsistentes para las tres formas de la función de comportamiento; esto se vuelve más significativo en la medida que la PF se vuelve más pequeña. El método da una aproximación razonable cuando el valor del riesgo es alto, $PF > 0.1$; sin embargo, si PF es pequeño, los resultados varían significativamente de los obtenidos con el método de integración directa. Debido a su inconsistencia, este método no se recomienda aplicar cuando las evaluaciones de riesgo se hagan con valores de la PF pequeños.

- Con el método avanzado de los segundos momentos estadísticos:

El valor de riesgo calculado es invariante con respecto a las distintas representaciones de Z ; los resultados muestran que se tiene una muy buena aproximación cuando las variables están normalmente distribuidas.

- Con el método de Montecarlo:

Con muestras aleatorias suficientemente grandes, se aproxima al valor real del riesgo, al considerar factores tales como aproximación, invariancia y sensibilidad. Este método es superior al del primer y segundo momento; sin embargo, la precisión depende del tamaño de la muestra empleada. Para encontrar valores pequeños de PF se requieren grandes muestras y, por tanto, tiempo de computación; se desconoce a priori el tamaño necesario de la muestra. Se tienen problemas sí se trabaja con distribuciones de probabilidad que no sean uniformes, como sucede en varios problemas de ingeniería.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

OBJETIVO:

“DAR A CONOCER LOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS QUE SE SELECCIONARON PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE DESVÍO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA, GRO”.

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

2.1. Escurremientos

2.1.1. Descripción de la cuenca

La cuenca del río Papagayo queda situada íntegramente dentro del Estado de Guerrero y abarca los municipios de Chilpancingo, Mochitlán, Quechultenango, Acapulco, San Marcos, Juan R. Escudero y Tecuanapa. La corriente formadora de mayor desarrollo se origina en la Sierra Madre del Sur, a 3 000 m de altitud y a unos 6 km. al Oeste de Omiltemi, Gro., con el nombre del río Petaquillas. Corre de Oeste de Este hacia Chilpancingo y recibe la aportación de torrentes que sufren la primera regularización en una pequeña presa llamada Cerrito Azul, situada 3 km al Norte de Chilpancingo, Gro, luego hay un tramo con rumbo al Sureste en el que la corriente se conoce como río Huacapa, la cual pasa sucesivamente, por las poblaciones de Chilpancingo, Petaquillas, Mochitlán, Quechultenango y Colotlipa. En Xicuiltepec, el río Azul recibe por la izquierda un afluente muy importante llamado río Temixco o río Unión que se origina en las montañas tlapanecas, donde se forman dos afluentes principales: uno que baja desde cerca de Zapotitlán Tablas hacia el Sur y otro que viene desde Malinaltepec hacia el Suroeste. Estos ríos se reúnen a la altura de Caxitepec y ya juntos, siguen al Oeste para unirse con el río Azul, en el mencionado poblado de Xicuiltepec. Las dos corrientes continúan hacia el Oeste a través de una garganta muy estrecha y sinuosa por unos 20km.más, al cabo de los cuales entra, por la margen derecha, el afluente llamado, río Chapalapa que baja directamente de Norte a Sur, desde Mazatlán a Calpantepec, Gro. La corriente sigue aún hacia el Oeste por unos 35 km., pero en este trayecto se le conoce ya como río Omitlán.

A esa altura y provenientes de la parte Noroccidental de la cuenca llegan, por la margen derecha, las aportaciones del río San Miguel, del río Carrizal y del río Potrero que vienen desde el Oeste, Noroeste y Norte, respectivamente. Estas corrientes entran al río Omitlán ya juntas como río Papagayo propiamente dicho, 6 km. al Sureste de Papagayo o de Tierra Colorada, Gro. A partir de esta confluencia, el río Papagayo impone su nombre y continúa hacia el Sur. De la última confluencia mencionada hasta su desembocadura, el río corre hacia el Sur a lo largo de unos 70 km para desembocar en el Océano Pacífico, a la altura de Barra Bermeja.

El área de la cuenca hasta la desembocadura es de 7 410 km². Hasta el sitio del proyecto, la superficie que drena el río es de 7 067 km².

2.1.2. Estaciones hidrométricas y climatológicas

La importancia del río Papagayo se refleja en la información hidrométrica de la cuenca de ocho estaciones. La primera, sobre el río Azul, llamada Colotlipa, situada aguas debajo de un presa derivadora, operada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) de enero de 1947 a octubre de 1970.

Sobre el río Omitlán, muy cerca de la confluencia con el río Chapalapa, se encuentra la estación hidrométrica El Puente, la cual está operada por la CFE desde enero de 1953 a la fecha.

Existía una tercera estación hidrométrica sobre el río Omitlán, muy cerca de la confluencia con el río Papagayo; su nombre era El Salitre y dependía de la CFE. Operó de octubre de 1949 a julio de 1963, desapareciendo al quedar dentro del vaso de la presa La Venta.

Sobre el formador de la margen derecha del río Papagayo, la información hidrométrica proviene de tres estaciones: una perteneciente a la estación hidrométrica San Cristóbal, en el Municipio de Chilpancingo, la cual operó de mayo de 1966 a diciembre de 1968, por cuenta de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Las otras dos son Agua Salada y Papagayo, operadas por CFE, aguas arriba de la confluencia del río Papagayo con el río Omitlán; sus periodos de registro son de agosto de 1968 a la fecha, y de junio de 1955 a agosto de 1964, respectivamente.

Después de la confluencia del río Omitlán con el río Papagayo, la información hidrométrica corresponde a dos estaciones: la primera, La Venta, operó de octubre de 1963 a octubre de 1976 y su funcionamiento estuvo a cargo de la CFE; su objetivo fue conocer las extracciones del vaso de la central hidroeléctrica “Gral. Ambrosio Figueroa” (La Venta), cuyo vaso prácticamente no tiene capacidad para regular avenidas, 5.66 Mm^3 , debido principalmente a que se encuentra azolvada. La segunda estación es La Parota, la cual se ubica en el municipio de San Marcos, aproximadamente a 3 km del poblado denominado Pochotlaxco; es operada por CFE y su periodo de información comprende de abril de 1962 a la fecha. La importancia de esta estación radica en que se encuentra ubicada en el sitio de la boquilla del proyecto.

Respecto a las estaciones climatológicas, se encuentran varias dentro de la cuenca; sobre la subcuenca del río Papagayo, antes de la confluencia con el Omitlán, se tienen las siguientes: Coacoyulillo, Sta. Bárbara, Jaleaca de Catalán, San Vicente y Agua Salada; en la subcuenca del río Omitlán, están: Cuajilotla, Colotlipa, Nanzintla, Palo Blanco, Hueyecantenango, Tlacoapa, Malinaltepec, Rancho Viejo, El Terrero, El Tercero, El Salitre y El Puente. Después de la confluencia: Las Mesas, Xaltianguis y La Parota.

La ubicación de algunas de las estaciones hidrométricas y climatológicas de la cuenca, se muestran en la Figura 2.1.

2.1.3 Información disponible

Considerando la ubicación de las estaciones hidrométricas cercanas al sitio del proyecto, se determinó emplear, para la definición del escurrimiento aprovechable, la información de la estación hidrométrica La Parota, así como la correlación de registros históricos de las estaciones El Puente y El Salitre, sobre el río Omitlán; y Agua Salada y Papagayo sobre el río Papagayo. El periodo registrado en la estación hidrométrica La Parota es de 40 años (1963-2002)

2.1.4 Metodología del estudio

Para la estimación del escurrimiento medio anual en el sitio del proyecto se consideró el periodo 1951-2002. El procedimiento que se siguió para completar los registros medios mensuales de escurrimientos en dicho periodo, se describe a continuación:

- Para el periodo 1963-2002 se emplearon directamente los registros históricos de la estación La Parota, por localizarse prácticamente en el sitio del proyecto.
- Para el periodo 1956-1962 los registros se generaron a partir de la suma de escurrimientos de las estaciones El Salitre y Papagayo, multiplicada por la media de la relación entre los registros, para el periodo común 1969-2002, de la estación La Parota y la suma de las estaciones El Puente y Agua Salada. Esto con el objeto de adicionar el escurrimiento entre el sitio de las estaciones y el sitio de proyecto.
- Para el periodo 1951-1955, considerando que existían registros históricos de la estación El Salitre, los registros faltante de la estación Papagayo, se generaron a partir de la relación entre los registros de la primera estación (El Salitre) y ésta última (Papagayo), para el periodo común de registro de ambas (1956-1962), estableciendo los parámetros de correlación a nivel mensual. Completados los registros de la estación Papagayo se sumaron a los de El Salitre, y se multiplicaron por la media de la relación entre los registros, para el periodo común 1969-2002, de la estación La Parota y la suma de las estaciones El puente y Agua Salada.

La matriz de escurrimientos estimada para el periodo completo 1951-2002, en el sitio del proyecto, da como resultado que el volumen medio anual disponible es de $4\,386\text{ Mm}^3$, equivalente a un gasto de $139.1\text{ m}^3/\text{s}$.

Finalmente, para la determinación de los años húmedos, medios y secos registrados en la estación La Parota, se realizó un análisis con los escurrimientos medios anuales mostrados en el tabal 2.1, definiendo los límites superior e inferior, a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\text{Año Húmedo} &\geq \bar{x} + S \\ \bar{x} - S &\leq \text{año medio} \leq \bar{x} + S \\ \text{Año seco} &\leq \bar{x} - S\end{aligned}$$

Donde \bar{x} = media
S = desviación estándar

OBRA DE DESVÍO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA PAROTA CON UN ANÁLISIS DE RIESGO

P.H LA PAROTA RÍO: CUENCA:				H ₁ 1951-2002				VOLUMENES MENSUALES EN MILLONES DE METROS CÚBICOS					
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1951	117	77	71	58	61	164	417	675	1,439	830	285	168	4,362
1952	112	81	74	57	69	433	802	1,180	2,805	1,468	371	200	7,652
1953	134	86	76	61	64	191	376	611	909	716	363	174	3,761
1954	114	77	65	57	99	431	1,031	882	1,972	2,354	451	221	7,754
1955	149	96	82	64	63	170	1,351	1,028	1,747	1,420	429	221	6,820
1956	155	105	88	65	129	570	882	594	1,291	609	252	163	4,903
1957	118	78	72	60	59	223	369	540	1,098	524	211	139	3,491
1958	173	94	81	61	67	241	859	867	1,462	1,182	989	313	6,389
1959	198	122	105	85	92	263	476	744	815	1,257	487	222	4,866
1960	146	98	84	65	70	109	355	510	774	799	467	191	3,668
1961	131	87	74	55	55	270	499	579	1,594	515	1,021	299	5,179
1962	170	94	80	63	76	168	355	383	1,006	856	314	186	3,751
1963	138	86	77	61	73	108	483	708	1,067	936	314	177	4,228
1964	128	87	71	52	66	167	643	658	1,269	636	259	182	4,218
1965	124	82	71	57	62	156	265	437	755	658	213	138	3,018
1966	102	79	76	71	77	170	397	657	909	735	254	145	3,672
1967	123	87	72	63	80	283	488	578	3,009	1,425	382	170	6,760
1968	140	92	56	51	99	230	670	665	848	675	305	203	4,034
1969	135	77	68	56	51	99	307	1,048	1,486	689	257	168	4,441
1970	120	83	63	52	46	209	577	1,241	2,105	942	364	210	6,012
1971	145	94	82	69	63	188	378	560	1,198	856	270	172	4,075
1972	113	80	65	49	54	257	536	497	605	361	215	138	2,970
1973	93	62	55	58	56	387	543	707	1,877	1,037	388	220	5,483
1974	149	93	75	58	62	602	549	530	1,848	547	259	151	4,923
1975	104	73	64	52	80	282	479	826	1,412	461	276	150	4,259
1976	94	62	52	40	38	153	269	295	415	1,426	322	174	3,340
1977	103	71	112	52	73	183	300	398	572	484	206	143	2,697
1978	99	65	58	46	59	251	702	560	840	657	272	177	3,786
1979	122	106	93	69	88	129	321	696	1,456	386	214	151	3,831
1980	164	98	80	65	69	126	310	832	910	591	297	183	3,725
1981	127	81	78	64	51	272	588	1,417	1,641	1,545	442	244	6,550
1982	159	92	82	66	80	113	281	271	387	334	147	95	2,107
1983	69	57	53	37	39	90	392	345	728	445	215	131	2,601
1984	109	69	52	44	55	246	741	1,000	3,595	620	289	174	6,994
1985	127	76	64	52	58	236	514	933	705	500	250	150	3,665
1986	104	69	58	48	76	307	519	424	645	413	183	124	2,970
1987	86	55	52	45	51	254	567	700	664	401	166	108	3,149
1988	76	54	46	41	38	312	647	1,227	1,538	494	239	136	4,848
1989	106	67	60	50	52	354	444	725	1,921	974	282	132	5,167
1990	132	87	72	63	79	195	555	584	601	613	324	178	3,483
1991	124	79	65	60	43	202	396	452	585	890	276	163	3,335
1992	122	109	73	60	78	130	380	712	1,057	955	345	191	4,212
1993	137	93	72	58	60	313	1,181	794	1,417	686	309	196	5,316
1994	122	81	70	63	49	142	214	420	496	558	229	131	2,575
1995	84	63	55	46	66	214	484	1,278	1,082	605	241	154	4,372
1996	107	66	46	39	50	334	573	1,095	906	1,314	279	188	4,997
1997	105	76	69	58	77	139	283	246	551	1,249	214	128	3,195
1998	105	68	61	48	46	119	336	566	1,439	1,172	397	210	4,567
1999	143	84	64	44	37	229	590	887	1,383	1,167	307	163	5,098
2000	117	80	71	59	90	370	335	708	1,142	620	213	136	3,941
2001	97	65	63	45	53	173	452	597	794	476	200	128	3,143
2002	105	68	61	48	60	197	379	316	707	637	967	212	3,757
MEDIA	123	81	70	56	65	234	516	696	1,221	821	331	173	4,387
MEDIANA	122	81	71	58	63	212	481	662	1,075	681	281	171	4,144
MÍNIMO	69	54	46	37	37	90	214	246	387	334	147	95	2,107
MÁXIMO	198	122	112	85	129	602	1,351	1,417	3,595	2,354	1,021	313	7,754
DESV. EST.	25.2	14.3	13.1	9.3	17.6	109.2	227.2	273.5	650.2	391.8	181.2	41.6	1315.6
COEF. VAR.	0.205	0.176	0.188	0.166	0.271	0.467	0.440	0.393	0.533	0.477	0.547	0.240	0.300
Q MEDIO	45.8	33.5	26.1	21.6	24.3	90.2	192.7	259.8	455.8	306.6	123.6	64.8	141.0
% ESC	2.8%	1.8%	1.6%	1.3%	1.5%	5.3%	11.8%	15.9%	27.8%	18.7%	7.5%	4.0%	100.0%
CFE	ESCURRIMIENTOS ESTIMADOS Y REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA LA PAROTA												
	Mm3												

Tabla 2.1. Escurrecimientos estimados y registrados en la estación hidrométrica La Parota

De tal manera que los volúmenes mayores a $5\,715\text{ Mm}^3$ corresponden a años húmedos, mientras que los valores menores a $3\,058\text{ Mm}^3$ representan a años secos. Los resultados indican que no es posible establecer ciclicidad alguna en cuanto a la presencia de años húmedos, medios y secos.

2.1.5 Análisis de resultados

Como resultado de los análisis efectuados, el volumen medio anual disponible es de $4\,386\text{ Mm}^3$, equivalente a $139.1\text{ m}^3/\text{s}$, identificándose dos periodos en el año:

- De julio a octubre, con escurrimientos registrados por arriba de la media mensual (366 Mm^3), presentado un volumen acumulado promedio de $3\,254\text{ Mm}^3$, 74% del escurrimiento anual.
- De noviembre a junio, ocho meses en donde la cuenca aporta únicamente $1\,132\text{ Mm}^3$ en promedio, 26% del escurrimiento anual.

GASTOS MEDIOS MENSUALES (1969-2002)

ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
LA PAROTA	43	31	25	20	22	89	177	262	439	276	112	60
AGUA SALADA	13	9	6	5	6	36	73	100	161	101	39	19
EL PUENTE	31	25	20	18	19	51	104	157	238	170	76	47
AGUA SALADA + EL PUENTE	44	34	26	23	25	87	177	257	398	271	115	64

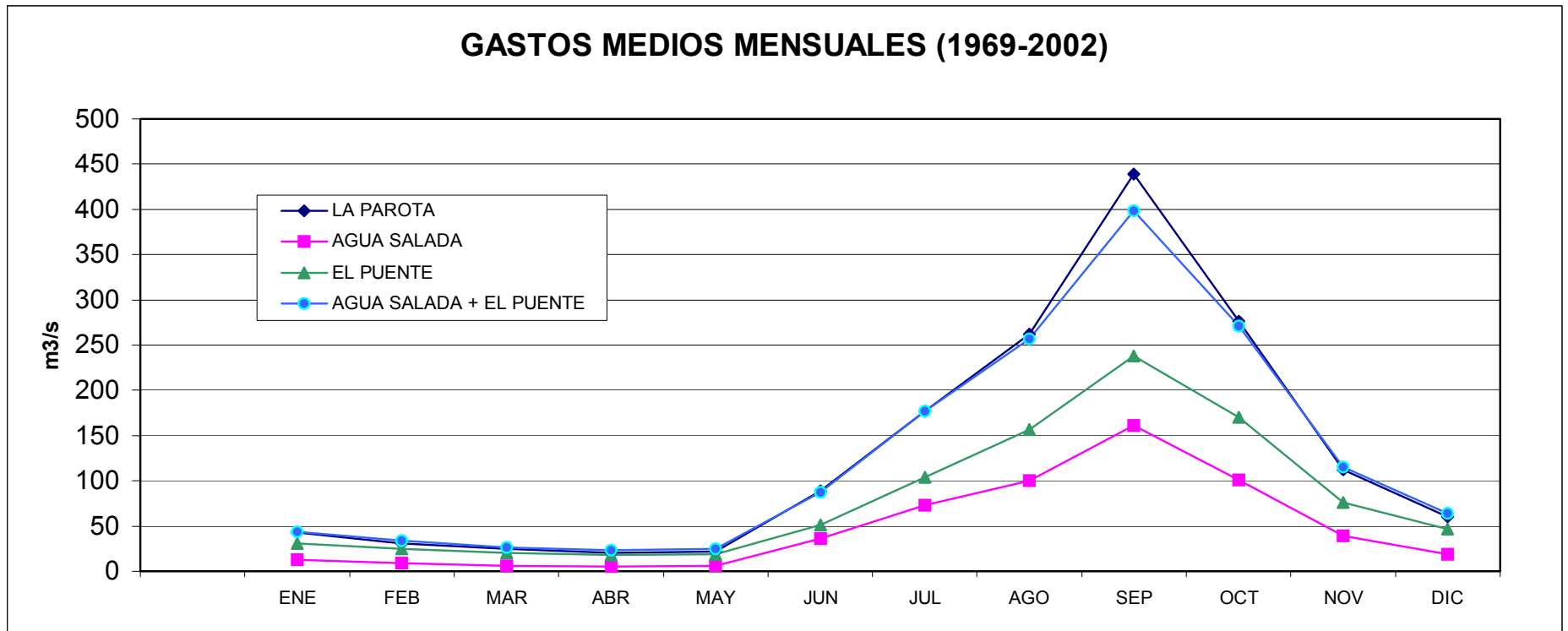


FIGURA 2.2. Comparación entre los escurrimientos registrados en las estaciones Agua Salada, El Puente y La Parota

2.2. Estimación de gastos máximos

Con la finalidad de calcular las dimensiones de las estructuras para el desvío del río durante la etapa constructiva del proyecto, y para desalojar el agua que en exceso se presente durante la operación del mismo, se realizó el análisis de gastos medios diarios registrados en la estación hidrométrica La Parota (1963-2001), para definir la avenida de probable ocurrencia en el sitio de la hidroeléctrica, la cual a su vez, permitirá definir la capacidad de descarga de las estructuras referidas.

2.2.1 Gastos Máximos Históricos

El estudio se inició recopilando información histórica sobre gastos máximos, a nivel mensual, de las siguientes estaciones hidrométricas:

- La Parota, sobre el río Papagayo.
- Agua Salada, sobre el río Papagayo.
- El Puente, sobre el río Omitlán.

La primera se localiza en la boquilla del proyecto, mientras que las siguientes dos se ubican aguas arriba de la Central Hidroeléctrica La Venta, antes de la confluencia de los ríos Omitlán y Papagayo (Figura 2.1). Las observaciones de los registros se muestran en la tabla 2.2.

ESTACIÓN	OBSERVACIONES
La Parota	<ul style="list-style-type: none"> • El gasto máximo estimado corresponde a septiembre de 1967 (11 653 m³/s) • El segundo gasto máximo registrado es de septiembre de 1984 (9 238 m³/s)
Agua Salada	<ul style="list-style-type: none"> • El gasto máximo registrado es de julio de 1993 (2 679 m³/s)
El Puente	<ul style="list-style-type: none"> • El gasto máximo registrado es de septiembre de 1974 (1 591 m³/s)

Tabla 2.2. Observaciones a los registros de las estaciones hidrométricas.

De lo anterior, el gasto máximo histórico de estas estaciones, es de 11 653 m³/s, estimado el día 26 de septiembre de 1967, en la estación La Parota. El segundo máximo corresponde a la misma estación, y se registró el 14 de septiembre de 1984 (9 238 m³/s).

Sin embargo, debido a que el gasto de 11 653 m³/s fue estimado y no registrado en la estación, ya que un día antes el limnígrafo fue arrastrado por la corriente, se consideró conveniente revisar toda la información relativa a este evento ocurrido en 1967.

2.2.2 Análisis de los gastos extraordinarios de 1967

En septiembre de 1967, las intensas precipitaciones ocurridas en la zona central y occidental de las regiones hidrológicas 19 y 20, las cuales abarcan la zona costera de los estados de Oaxaca y Guerrero, dieron lugar a los máximos registros históricos de lámina de precipitación pluvial, las cuales originaron, entre otras situaciones, lo siguiente: la obstrucción temporal de la carretera

México – Acapulco, en el cruce con el río Papagayo; el desbordamiento de la presa La Venta; la apertura de todas las compuertas de la obra de excedencias de la C.H. Infiernillo; así como el gasto máximo registrado en la E.H. La Parota, estos tres últimos eventos, coincidentemente el día 26 de septiembre.

Aunado a lo anterior, del 5 al 23 de septiembre del mismo año, se presentó el ciclón Beulah, el cual tuvo su origen en el Océano Atlántico el 5 de septiembre como depresión tropical, en 15.3° LN, 63.6° LW, dirigiéndose al Oeste. En el curso del día 17 cruzó la esquina Norte de la península de Yucatán, dirigiéndose después hacia los límites entre México y los estados Unidos de Norteamérica; el día 20 ingresó a tierra entre las ciudades de Matamoros, Tamps., y Brownsville, Tex, situándose sobre esta última; en los dos días siguientes cambió de dirección hacia el Sur con movimiento errático disolviéndose rápidamente y produciendo aguaceros fuertes en la zona de Tamaulipas. El día 23 se situó a 50 Km de Monterrey, N.L. como un centro de baja presión, afectando la región Noreste del país con precipitaciones fuertes.

En el caso de los meses de septiembre y octubre de 1967, éstos fueron particularmente abundantes en huracanes y tormentas tropicales, ya que ocurrieron 4 en el primer mes y 2 en el segundo, los cuales afectaron todo el país, en diversos grados. Las perturbaciones citadas se muestran a más detalle en la tabla 2.3.

CICLONES EN 1967					
OCÉANO					
PACÍFICO			ATLÁNTICO		
1	Katrina	Del 30 de agosto al 3 de septiembre			
2	Lily	Del 5 al 11 de septiembre	1	Beulah	Del 8 al 23 de septiembre
3	Mónica	Del 13 al 20 de septiembre (tormenta tropical)			
			2	Fem	Del 1 al 4 de octubre
4	Priscilla	Del 14 al 20 de octubre			

Tabal 2.3. Perturbaciones en 1967.

Se hace mención a los fenómenos presentados por el Océano Atlántico, debido a que se ha observado que, cuando se presentan de manera simultánea fenómenos meteorológicos extremos en el Océano Pacífico y Golfo de México, las precipitaciones pluviales en la subcuenca del Papagayo se incrementan notablemente.

A continuación, se realiza la descripción del escenario regional y local que afectó los escurrimientos sobre el río Papagayo, en la zona del P.H. La Parota, el cual permite establecer los criterios necesarios para realizar el estudio de avenidas máximas probables.

2.2.2.1. Recopilación de información

En 1967 sólo existían tres estaciones hidrométricas aguas arriba de la C.H. La Venta, ya que al construirse la presa las estaciones hidrométricas B Salitre y Papagayo salieron de operación (Figura 1). Las estaciones con registro son:

- San Cristóbal, ubicada en la parte alta del río Papagayo.
- Colotlipa, en la parte alta del río Omitlán.
- El Puente, sobre el río Omitlán, cerca de la confluencia con el río Papagayo.

Aguas abajo de la C.H. La Venta, ya se encontraba funcionando la estación La Parota. Los registros de esa fecha indican que debido a la creciente en el río, el limnógrafo fue arrastrado por la corriente, por lo que la última hoja en la que se obtuvieron lecturas directas fue del día 25 de septiembre. Los datos subsecuentes son estimaciones, incluido el de 11 653 m³/s.

Como consecuencia de las fuertes precipitaciones de 1967, se instaló la estación hidrométrica Agua Salada, la cual se ubica aguas arriba de la C.H. La Venta, sobre el río Papagayo, antes de la confluencia con el río Omitlán.

Por lo anterior, el punto fundamental en la recopilación de información, fue tratar de establecer indicios que demostraran que por el río Papagayo, antes de la confluencia con el río Omitlán se presentó una avenida de grandes magnitudes, que en conjunto con la corriente del río Omitlán, originaron el escurrimiento extraordinario que obligó al funcionamiento del vertedor de la C.H. La Venta, a su máxima capacidad.

Para ello, se recopiló información de los siguientes temas, con el fin de tener un amplio panorama sobre los escurrimientos de septiembre de 1967:

- a) Reportes de las condiciones climatológicas en las fechas en que ocurrió el evento.
- b) Reconstrucción de los sucesos que acontecieron el día que se presentó la avenida máxima, analizando los reportes de operación de la C.H. La Venta.
- c) Referencias de la época que indiquen los sucesos originados por la creciente del río Papagayo.

2.2.2.2. Condiciones climatológicas

Condiciones climatológicas regionales

De acuerdo con la recopilación realizada para la actualización del presente informe, el Boletín Hidrológico No. 31 Zona de las Costas de Guerrero y Oaxaca, publicado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, menciona que las regiones 19 y 20, a los cuales pertenecen los afluentes que

alimentan el río Papagayo en la zona del proyecto, ofrecen un frente que recibe el ataque directo de las corrientes húmedas generadas en el Pacífico.

En el caso de septiembre de 1967, las intensas precipitaciones pluviales ocurridas en la zona central y occidental de las regiones hidrológicas 19 y 20, las cuales abarcan la zona costera de los estados de Oaxaca y Guerrero, que dieron lugar a los máximos registros históricos de lámina llovida en dicha zona, fueron originadas por la humedad existente debida a los diferentes fenómenos meteorológicos presentados en esa temporada de lluvias, aunado a que ésta es una zona de baja presión que atrae corrientes de viento, que al chocar con la Sierra Madre del Sur originan lluvias orográficas o de relieve.

Se observa que, además de las perturbaciones que se presentaron en el Océano Pacífico, hubo perturbaciones en la zona del Golfo de México, lo cual origina, bajo ciertas características de humedad, lluvias intensas en las regiones hidrológicas antes citadas.

Cabe mencionar que las características meteorológicas de 1984 fueron similares a las de 1967, dando lugar a la segunda mayor avenida registrada en la estación La Parota, ya que al igual que en 1967, se presentaron durante el mes de septiembre fenómenos meteorológicos en el Golfo de México y en el Océano Pacífico, provocando una masa húmeda que dio lugar a lluvias intensas, originando grandes escurrimientos en la Cuenca del río Papagayo.

Condiciones climatológicas locales

La cuenca del río Papagayo, presenta precipitaciones de tipo:

- a) Orográficas o de relieve: Las corrientes del aire húmedo procedentes del Océano Pacífico al encontrarse la Sierra Madre del Sur son obligadas a elevarse produciéndose expansión adiabática y con el enfriamiento se ocasiona condensación y por tanto lluvia.
- b) Ciclónicas: Ocasionadas por las perturbaciones ciclónicas que generalmente siguen trayectorias paralelas a la costa y en ocasiones penetran tierra adentro. Generalmente las lluvias ciclónicas de gran intensidad producen grandes avenidas.

Así, y con la finalidad de conocer los sucesos de septiembre de 1967, a continuación se hace una breve descripción de los eventos climatológicos ocurridos en la cuenca tributaria del P.H. La Parota, que provocaron, conjuntamente con la cuenca tributaria de La Venta, los gastos máximos históricos registrados en la estación hidrométrica La Parota en diferentes periodos (septiembre de 1967, 1974 y 1984). Para este análisis, se consideró la altura de precipitación pluvial media diaria en la cuenca propia de La Parota, estimada por medio de polígonos de Thiessen, empleando datos de precipitaciones diarias y el área de influencia correspondiente, para cada uno de los días que se analizan, de las estaciones climatológicas Las Mesas, La Parota, Xaltianguis y La Venta (Figura 2.3).

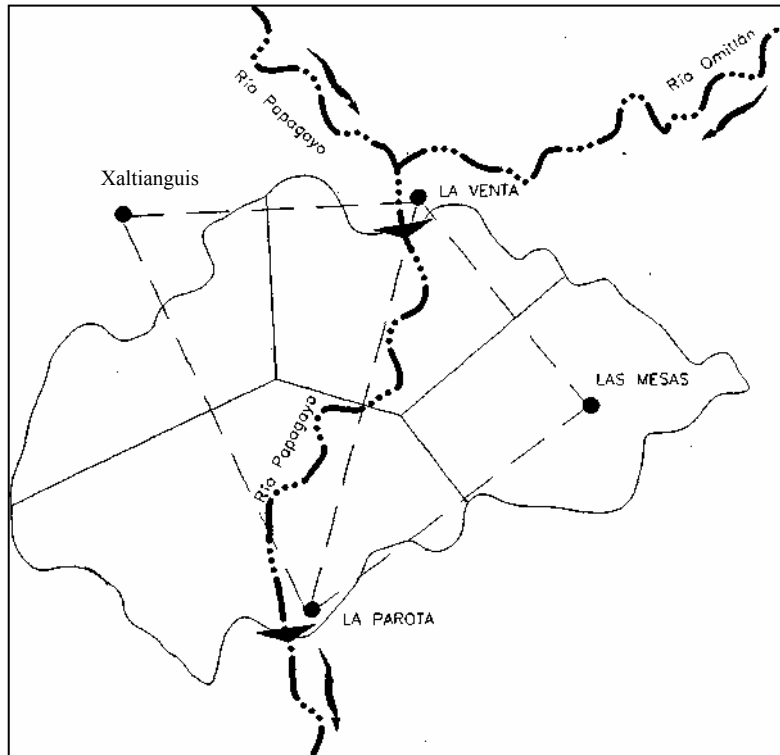


Figura 2.3. Influencia de las estaciones instaladas en al cuenca propia.

A) Del 23 al 27 de septiembre de 1967

La tormenta ocurrida durante los días 23 a 27 de septiembre de 1967, ocasionó el gasto máximo instantáneo histórico en la E.H. La Parota de 11 653 m³/s el día 26 de septiembre, presentándose las precipitaciones medias diarias y las precipitaciones máximas de 24 h más altas registradas hasta la fecha, en las estaciones climatológicas que tienen influencia en la cuenca propia del P.H. La Parota: Las Mesas, La Parota, Xaltianguis y La Venta. La crónica de esta tormenta se presenta en la tabal 2.4.

DÍA	ALTURA DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL MEDIA EN LA CUENCA [MM]	OBSERVACIONES
23	33,30	En días previos a los días 24 y 25 de septiembre, por los registros de precipitación diaria, se presume saturación de humedad en el suelo y lluvia diaria mayor a la evaporación diaria.
24	20,80	
25	94,20	Se inició el incremento cuantitativo de la precipitación pluvial.
26	308,98	Máxima presentada en este período, presentándose este mismo día en las estaciones climatológicas Las Mesas, Xaltianguis y La Venta; las precipitaciones máximas de 24 h más altas registradas en todo su período de registro
27	165,34	

Tabla 2.4. Crónica de la tormenta en el periodo Del 23 al 27 de septiembre de 1967.

B) Del 7 al 11 de septiembre de 1974

Esta tormenta ocurrida durante los días 7 a 11 de septiembre de 1974, ocasionó el gasto máximo instantáneo en la E.H. La Parota de 7 521 nf/s, el día 10 de septiembre. La crónica de esta tormenta se presenta en la tabla 4.

DÍA	ALTURA DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL	OBSERVACIONES
7	26,06	
8	9,90	
9	8,0	
10	78,68	Se inició el incremento cuantitativo.
11	146,50	Máxima presentada en este período.

Tabla 2.5. Crónica de la tormenta en el periodo Del 7 al 11 de septiembre de 1974.

C) Del 10 al 14 de septiembre de 1984

La tormenta ocurrida durante los días 10 a 14 de septiembre de 1984, ocasionó el gasto máximo instantáneo en la E.H. La Parota de 9 238 m³/s, el día 14 de septiembre. Su descripción se presenta en la tabal 2.6.

DÍA	ALTURA DE PRECIPITACIÓN PLUVIAL MEDIA EN LA CUENCA	OBSERVACIONES
10	0,0	
11	0,02	
12	3,95	
13	48,65	Se inició el incremento cuantitativo.
14	140,25	Máxima presentada en este periodo.

Tabla 2.6. Crónica de la tormenta en el periodo Del 10 al 14 de septiembre de 1984.

Al igual que para la cuenca tributaria del P.H. La Parota, para la cuenca tributaria de C.H. La Venta se recopiló información en el Servicio Meteorológico Nacional sobre registros de precipitaciones diarias para el mes de septiembre de los años 1967, 1974 y 1984, coincidente con las fechas de ocurrencia de las avenidas máximas históricas registradas en la estación hidrométrica La Parota.

De la selección inicial de 29 estaciones climatológicas ubicadas dentro y en la periferia de la cuenca, se realizó el análisis con 19 de ellas para obtener la precipitación media diaria empleando polígonos de Thiessen, para las mismas fechas consideradas para la cuenca tributaria del P.H. La Parota.

A continuación se muestra en las tablas 2.7 y 2.8 el comportamiento de las precipitaciones medias diarias para cada una de las fechas de ocurrencia de las tormentas.

Precipitación media diaria (mm)	Día				
	23	24	25	26	27
	20,85	21,16	76,82	162,89	10023

Tabla 2.7. Precipitación del 23 al 27 de septiembre de 1967.

Precipitación media diaria (mm)	Día				
	7	8	9	10	11
	27,87	9,52	9,89	60,55	104,16

Tabla 2.8. Precipitación del 7 al 12 de septiembre de 1974.

En el caso de septiembre de 1984 la información recopilada fue insuficiente, por lo que no se realizó la estimación de precipitación media diaria.

De acuerdo con la información anterior, en el año de 1967, tanto aguas arriba como aguas abajo de la Presa La Venta, ocurrió una tormenta de proporciones extraordinarias que superó cuantitativamente a la del año 1974 y muy seguramente la del año 1984.

Considerando los tres eventos meteorológicos más relevantes ocurridos en la cuenca propia del P.H. La Parota (septiembre de 1967, 1974 y 1984) se observa que durante el evento del 23 al 27 de septiembre de 1967 la precipitación en la cuenca propia aportó significativamente más caudal que en los otros dos eventos descritos, con valores de precipitación pluvial promedio diaria de 308,98 mm de altura, el día 26 de septiembre y de 165,34 mm, el día 27, las cuales conjuntamente con lo aportado aguas arriba de La Venta, ha generado el gasto máximo maximórum de todo su período de registro histórico: 11,653 m³/s. Cabe mencionar que el valor más alto de precipitación pluvial medio diario estimado en 1984 fue de 140,25 mm (14 de septiembre), mientras que en 1974, el valor más alto de precipitación pluvial medio diario fue de 146,50 mm (11 de septiembre), siendo ambos menores a la registrada el 26 de septiembre de 1967 para la cuenca propia del P.H. La Parota.

En el caso del análisis realizado para la cuenca tributaria de la presa La Venta, se observa que la precipitación estimada para el día 26 y 27 de septiembre de 1967 fue también alta (163 y 100 mm, respectivamente).

2.2.2.3 Operación de la central hidroeléctrica Ambrosio Figueroa (La Venta)

La central hidroeléctrica Gral. Ambrosio Figueroa se construyó aguas abajo de la confluencia del río Papagayo y el río Omitlán entre 1958 y 1964, para generar electricidad aprovechando el escurrimiento de ambos ríos. Algunas de sus principales características hidráulicas se presentan en la tabla 2.9.

Como se mencionó anteriormente, al no existir registros del gasto que aportaba el río Papagayo a la C.H. La Venta, sólo se puede estimar del gasto que ingresó al vaso con base en los registros de la bitácora de operación de la central y los datos archivados por el personal de la misma. Esta información menciona que las compuertas del vertedor fueron abiertas en su totalidad el día 26 de septiembre de 1967.

HIDROLOGÍA		
Área de la cuenca	6230	km ²
Escurrecimiento medio anual hasta 1976	4954	Mm ³
Escurrecimiento medio anual estimado	4024	Mm ³
Caudal medio anual	157	m ³ /s
Avenida máxima registrada	11800	m ³ /s
EMBALSE		
Capacidad total al ÑAME	15,30	Mm ³
Capacidad útil	9,81	Mm ³
Capacidad control avenidas	1,40	Mm ³
Área máxima de embalse	232	Ha
Nivel máximo de embalse	152	m
Nivel normal (ÑAMO)	149	m
Nivel mínimo (NAMINO)	138	m
POTENCIA Y GENERACIÓN		
Capacidad Instalada	30	MW
Generación media anual	113	GWh
CORTINA		
Altura máxima	53,20	m
Elevación de la corona	153,50	msnm
Longitud de la corona	248	m
VERTEDOR		
Longitud total de cresta	105	m
Elevación de la cresta	139,50	m
Avenida de diseño	11500	m ³ /s
Capacidad máxima de descarga	11500	m ³ /s
Carga máxima	12,5	m
CASA DE MAQUINAS		
Turbinas Frenéis	5	unidades
Carga neta de diseño	37,50	m
Caudal máximo p/unidad	19	m ³ /s

TABLA 2.9. Características de la C. H. La Venta (REF.: FOLLETO CFE, 1976)

Se revisó el gasto que puede salir con las siete compuertas totalmente abiertas (10,00 m), trabajando cada una como orificio, obteniendo el gasto de 10 400 m³/s; a este valor falta agregarle el gasto que podría salir por la compuerta del desarenador, y de la cual no se tiene información sobre su operación en esa fecha. Con lo anterior, se verifica que, independientemente del manejo de las compuertas, en algún momento del día 26 de septiembre de 1967, pasó un gasto del orden de los 11 000 m³/s.

Del relato de la operación de la C.H. La Venta se entiende que a pesar de que el vertedor funcionó a su máxima capacidad a partir de la cota 149,50 msnm (0,50m arriba del NAMO), esto no fue suficiente para abatir el nivel del vaso que, en unas horas más, sobrepasó la corona de la cortina en 1,50 m, alcanzando la cota 155 msnm.

2.2.2.4 Sucesos originados por las lluvias de septiembre de 1967

En los periódicos de la época se reportan las grandes lluvias registradas, atribuyéndolas a fenómenos ciclónicos que se formaban frente a las costas de Guerrero; este fenómeno provocó el desbordamiento de la presa La Venta, y coincidentemente el mismo día (26 de septiembre) originaron escurrimientos que hicieron que entrara en operación el vertedor de la C.H. Infiernillo, sobre el río Balsas, con lo cual se observa que este fenómeno no sólo afectó la cuenca del Río Papagayo sino otras cuencas de la zona, como la del Balsas en donde se registraron avenidas extraordinarias también en la misma fecha.

Por otra parte, se conoce que la segunda avenida más importante dentro de la cuenca del Papagayo, en septiembre de 1984, provocó que la creciente del río llegara hasta la rasante del puente sobre la carretera federal núm. 95 México - Acapulco en el km 341, conocido como puente Papagayo, localizado sobre el brazo del río Papagayo antes de la confluencia con el río Omitlán, cerca de la estación Agua Salada, la cual registró el gasto 2 097 m³/s.

En 1967, la primera plana del diario Excélsior del 27 de septiembre cita: "Acapulco quedó incomunicado por tierra desde las 14 horas de ayer porque el puente que está sobre el río Papagayo en el kilómetro 342 sobre la carretera México- Acapulco está cubierto por agua".

Como lo mencionan ésta y otras notas de la misma fecha, la carretera México - Acapulco quedó suspendida, razón por la cual, a pesar de no tener en funcionamiento las estaciones hidrométricas Agua Salada y Papagayo, se puede inferir que el gasto presentado sobre el brazo del río Papagayo en el año de 1967, debió de ser mayor de 2 097 m³/s, registrados en la estación Agua Salada en el año de 1984, ya que en este año la creciente llegó a la rasante, mientras que en 1967 la creciente rebasó el mismo puente, no sólo el día 26, sino también el día 28 de septiembre según diarios de la época.

2.2.2.5 Resultados del análisis

De la información recopilada y analizada, para el período de septiembre de 1967, se observa lo siguiente:

- No se cuenta con registros hidrométricos confiables, ya que tanto en la C.H. La Venta como en la E.H. La Parota, los datos del 26 de septiembre son estimados, no registrados.
- En el caso de septiembre de 1967, la Secretaría de Recursos Hidráulicos describe en su Boletín Hidrológico No. 31 Zona de las Costas de Guerrero y Oaxaca, que las regiones 19 y 20, a las cuales pertenecen los afluentes que alimentan el río Papagayo en la zona del proyecto, presentaron intensas precipitaciones ocurridas en la zona central y occidental de dichas regiones, dando lugar a los máximos registros históricos de lámina de precipitación.
- De acuerdo con las condiciones climatológicas descritas para el mes de septiembre de 1967, tanto regionales como locales (inciso 2.2.2.2), se considera que el registro de $11\,800\text{ m}^3/\text{s}$ estimado en la C.H. La Venta, tiene fundamentos reales, ya que la altura de precipitación pluvial media calculada con Polígonos de Thiessen, con base en los registros históricos, tanto en la cuenca de la presa La Venta (163 mm), como en la cuenca propia (309 mm), fue alta; por lo que el gasto máximo, también estimado, en la E.H. La Parota de $11\,653\text{ m}^3/\text{s}$, es del orden de lo registrado aguas arriba.
- Basados en la bitácora de operación de la C.H. La Venta en donde se indica que las compuertas operaron parcialmente desde el 25 de septiembre y totalmente desde la mañana del 26; lo cual no fue suficiente para abatir el nivel del vaso el cual en unas horas, sobrepasó la corona de la cortina en 1,50 m (cota 155 msnm), y mediante el cálculo hidráulico de la obra, se revisó el gasto que puede salir con las siete compuertas totalmente abiertas (10,0 m), trabajando cada una como orificio, obteniendo el gasto de $10\,400\text{ m}^3/\text{s}$; a este valor falta agregar el gasto que puede salir por la compuerta del desarenador, y de la cual no se tiene información sobre su operación en esa fecha, se verifica que en algún momento del día 26 de septiembre de 1967, pasó un gasto de por lo menos $11\,000\text{ m}^3/\text{s}$.
- La Unidad de Ingeniería y Construcción de la CFE, en su informe de "Política de Operación del Vertedor para la C.H. La Venta, 2002", anexa un capítulo sobre hidrología, en donde, analizando gastos máximos anuales desde 1950 hasta 1982, señala que: "...bajo las circunstancias actuales la avenida debería ser del orden de $Q=19\,000\text{ m}^3/\text{s}$ (Tr de 10 000 años según ajuste para Gumbel). Adicionalmente a esto debe mencionarse que el vaso prácticamente no tiene capacidad para regular avenidas ($5,66\text{ Mm}^3$), esto debido al acelerado azogamiento". Lo anterior incluye los registros de 1967.
- Se tenía como referencia que la segunda avenida más importante dentro de la cuenca del Papagayo, en septiembre de 1984, provocó que la creciente del río llegara hasta la rasante del puente sobre la carretera federal núm. 95 México - Acapulco en el km 341, conocido como puente Papagayo. De acuerdo a la recopilación de información realizada, se tiene que en 1967, la primera plana del diario Excélsior del 27 de septiembre cita: "Acapulco quedó

incomunicado por tierra desde las 14 horas de ayer porque el puente que esta sobre el río Papagayo en el kilómetro 342 sobre la carretera México-Acapulco esta cubierto por agua". De la descripción anterior, se infiere que el escurrimiento del 26 septiembre 1967 fue similar al del 14 de septiembre de 1984, en esa zona de la cuenca.

Por todo lo anterior, derivado de varios indicios, tanto de efectos medidos provocados por la avenida, como por la investigación de sucesos ocurridos en esas fechas, no existen argumentos convincentes para no considerar el año de 1967 dentro de estudio de avenidas máximas. Por el contrario, se encontraron varios argumentos que marcan la evolución de la avenida extraordinaria a lo largo de toda la cuenca, siendo notables las aportaciones del río Papagayo aguas arriba de la C.H. La Venta, así como los registros de lluvia en la cuenca propia, entre dicha central y la estación hidrométrica La Parota, por lo que el hecho de que el gasto de 11 653 m³/s haya sido estimado y no registrado no representa mayor incertidumbre dado que la estimación es congruente con toda la información existente.

2.2.3 Avenidas máximas de diseño

Para la determinación de las avenidas máximas probables se empleó inicialmente el método de ajuste de los gastos máximos anuales registrados, el cual sólo permite conocer el gasto máximo asociado a un período de retorno, sin considerar la forma de la avenida, por lo que, para emplear la información con la que se cuenta y dado que las tendencias actuales son a considerar las avenidas tanto en gasto como en volumen se decidió aplicar el método estadístico propuesto por R. Domínguez (Ref.: Domínguez M. R. "Metodología de selección de una política de operación conjunta de una presa y su vertedor", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1989), para el período 1963 - 2001, analizando gastos medios diarios para duraciones de 1 a 15 días y volúmenes medios diarios para duraciones de 20 a 60 días. En ambos casos se realizaron los cálculos incluyendo y excluyendo la información del año 1967. Posteriormente, como resultado de la revisión hecha a los estudios de avenidas máximas elaborados por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), la Comisión Nacional del Agua (CNA), a través de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), utilizando análisis univariado, hizo otra recomendación de hidrogramas de diseño. Finalmente, a solicitud de CFE, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizó otro estudio de avenidas máximas, empleando relaciones lluvia-escurrimiento y Precipitación Máxima Probable. Los resultados de la aplicación de estas metodologías se presentan a continuación.

2.2.3.1 Método de ajuste de gastos máximos anuales

Empleando los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica La Parota durante el período 1962-2001, se realizaron ajustes por el método de momentos y de máxima verosimilitud para las funciones de distribución Normal, Lognormal, Gumbel, Exponencial, Gamma y Doble Gumbel. El resumen de gastos máximos anuales se presenta en la tabla 2.10.

AÑO	GASTO	AÑO	GASTO	AÑO	GASTO	AÑO	GASTO
1962	1201	1971	1591	1982	1324	1992	1507
1963	2632	1972	7333	1983	1336	1993	3149
1964	1888	1973	7521	1984	9238	1994	662
1965	921	1974	1998	1985	1227	1995	1079
1966	659	1975	5419	1986	1579	1996	3001
1967	11653	1976	1532	1987	1353	1997	3925
1968	767	1977	1460	1988	2133	1998	1710
1969	2150	1978	2140	1989	2585	1999	1511
1970	2510	1979	1760	1990	1445	2000	2110
1971	1034	1980	4447	1991	1885	2001	859

Tabla 2.10. Resumen de gastos maximos anuales registrados en la E.H. La Parota.

De los ajustes realizados se observa que la función de probabilidad que menor error cuadrático presenta es la Doble Gumbel como se muestra en la tabla 2.11.

FUNCIÓN	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2	3	2	3
Normal	8,801.6		8,801.6	
Lognormal	4,648.6	4,954.3	6,374.6	7,566.4
Gumbel	6,329.9		8,179.9	
Exponencial	4,554.0		4,387.0	
Gamma	4,949.6	4,501.0	6,712.7	11 111.00
Doble Gumbel	2,480.1			

Tabla 2.11. Errores cuadráticos de funciones de probabilidad.

Al aplicar la función de distribución Doble Gumbel a los registros existentes, los gastos estimados asociados a diferentes períodos de retomo (Tr).

Los gastos estimados asociados a diferentes períodos de retomo (Tr), al aplicar la función de distribución Doble Gumbel a los registros existentes se muestran en la tabla 2.12.

Tr [años]	m ³ /s
10000	28133
5000	26102
2000	23373
1000	21 326
500	19263
200	16526
100	14429
50	12288
20	9279
10	6580
5	3165
2	1 750

Tabal 2.12. Gastos estimados asociados al Tr.

Como resultado de la aplicación de la metodología descrita se observa que el gasto pico estimado para el Tr de 10 000 años es de 28 133 m³/s; mientras que para el Tr de 100 años el gasto pico es de 14 429 m³/s.

En el caso de no considerar el año de 1967, el gasto pico para el Tr de 10 000 años es 19 129 m³/s; mientras que para el Tr de 100 años, el gasto pico es 10 988 m³/s.

2.2.3.2 Método de volúmenes empleando gastos medios

Aplicando el método estadístico para la estimación de avenidas de diseño propuesto por R. Domínguez, se inició con la recopilación de información sobre gastos medios diarios registrados en la estación hidrométrica La Parota, empleando el período 1963-2001, excluyendo los registros de 1962, año en que inicia la operación de la estación, por no estar completo.

Con esa información se elaboró el registro de gastos máximos medios diarios para duraciones de 1 a 15 días, con objeto de encontrar la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustara a dichos datos.

Las consideraciones hechas, fueron:

- Para cada una de las duraciones se realizaron ajustes por el método de momentos y de máxima verosimilitud para las funciones Normal, Lognormal, Gumbel, Exponencial, Gamma y Doble Gumbel, analizando los errores cuadráticos dados por la expresión:

$$E = \left[\sum (Q_m - Q_c)^2 \right]^{1/2} \quad (1)$$

donde: Q_m y Q_c son los gastos medios y calculados, respectivamente.

- b) Del análisis anterior se seleccionaron distintas funciones de probabilidad como las más adecuadas, considerando el menor error cuadrático como criterio, encontrando que los gastos máximos tienen el mejor ajuste con la distribución Doble Gumbel.
- c) Realizados los ajustes para cada uno de los gastos medios máximos anuales, correspondientes a cada duración y utilizando la función de distribución Doble Gumbel, se observa la relación entre gasto medio máximo diario anual y duraciones que van de 1 a 15 días.

Conocidos los gastos medios diarios asociados a diferentes duraciones y períodos de retejo se calcularon los gastos correspondientes a días individuales mediante la ecuación:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - (n-1)\bar{Q}_{n-1} \quad (2)$$

Finalmente se obtuvieron las avenidas para cada período de retorno, ordenando los valores Q_n de la ecuación anterior, de acuerdo con el hidrograma máximo histórico de esta presa (figura 2.5), correspondiente a la avenida presentada en septiembre-octubre de 1967 y cuya forma tiene la siguiente secuencia: Q_{12} , Q_4 , Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_5 , Q_6 , Q_7 , Q_8 , Q_9 , Q_{10} , Q_{11} , Q_{13} , Q_{14} , Q_{15} . Las avenidas se muestran en la tabla 2.13 y los hidrogramas en la figura 2.4.

Resultados

De la aplicación del método propuesto por R. Domínguez, el gasto pico calculado para el Tr de 10 000 años, es de 24 733 m³/s, correspondiente a la avenida con volumen de 7 961 Mm³. Para el Tr de 100 años, el gasto pico es de 11 774 m³/s y el volumen de la avenida, de 3 902 Mm³.

En el caso de excluir el año de 1967, el hidrograma máximo histórico de esta presa corresponde a la avenida presentada en septiembre de 1984 (Figura 2.6), cuya forma tiene la siguiente secuencia: Q_{15} , Q_6 , Q_1 , Q_2 , Q_4 , Q_7 , Q_5 , Q_9 , Q_{11} , Q_{10} , Q_3 , Q_8 , Q_{12} , Q_{13} , Q_{14} . El gasto pico calculado para el Tr de 10 000 años, es de 18 348 m³/s, correspondiente a la avenida con volumen de 5 878 Mm³. Para el Tr de 100 años, el gasto pico es de 8 942 m³/s y el volumen de la avenida, de 2 999 Mm³. El hidrograma correspondiente se presenta en la tabla 2.14 y en la figura 2.7.

2.2.3.3 Método de Volúmenes empleando volúmenes medios diarios

Utilizando la información sobre gastos medios diarios escurridos en la estación hidrométrica La Parota y empleando parte del método estadístico para la estimación de avenidas de diseño propuesto por R. Domínguez, se elaboró el registro con volúmenes medios diarios de 39 años, con el cual se procedió a realizar el estudio para duraciones de 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55 y 60 días, ajustando los volúmenes, para cada duración, a diferentes funciones de distribución de probabilidad. Al igual que en el análisis de gastos, la distribución de probabilidad Doble Gumbel es la que se ajusta mejor a la información disponible.

Conocidos los volúmenes máximos asociados a diversos períodos de retorno y duraciones de 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55 y 60 días, se procedió a mayorar los volúmenes máximos históricos

para cada una de las duraciones, elaborando los hidrogramas correspondientes para cada periodo de retorno y duración.

Resultados

El volumen máximo estimado es de 9 006 millones de m³ para el periodo de retorno de 10 000 años y duración de 60 días. El ordenamiento de los hidrogramas se realizó de acuerdo con los volúmenes medios históricos presentados en los meses de agosto y septiembre de 1984, los cuales son los de mayor volumen acumulado para esa duración.

Sin considerar el año de 1967, el volumen máximo estimado es de 8 321 millones de m³ para el período de retorno de 10 000 años y duración de 60 días.

2.2.4 Revisión efectuada por la Comisión Nacional del Agua

A solicitud de la CFE, la Comisión Nacional del Agua, a través de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), realizó la revisión del documento "Estudio de Avenidas Máximas", en su versión de mayo y junio de 2003. Los análisis y recomendaciones correspondientes se describen a continuación.

Para el análisis de avenidas máximas, la GASIR utilizó la información hidrométrica disponible desde abril de 1962 hasta el 2001, sin eliminar los datos del año de 1967, efectuando los análisis de frecuencias de avenidas, basados en:

- Gastos máximos instantáneos anuales.
- Gastos máximos medios diarios anuales, asociados a hidrogramas máximos en volumen, con duración de 15 días.
- Volúmenes de escurrimiento máximos anuales de 15 días de duración.

Derivado de dichos análisis, la GASIR, recomienda:

- Considerar la información del año de 1967, por incluir la creciente máxima histórica en gasto y volumen.
- Aceptar como crecientes de diseño, las estimadas por ellos, con base en el análisis univariado de gastos máximos medios diarios anuales y los volúmenes máximos, asociados a los hidrogramas anuales, con duraciones de 15 días:
 - a) Las características del hidrograma de diseño propuesto para la obra de excedencias, asignado al Tr de 10 000 años, son: gasto pico de 22 993 m³/s y volumen de 8 912 Mm³, con tiempo pico de 3 días y base de 15 días.

- b) Para el dimensionamiento de la obra de desvío, recomiendan la asignación del Tr de 100 años, con gasto pico de 11 449 m³/s y volumen de 4 218 Mm³, o en su caso, la creciente máxima histórica ocurrida en 1967.

2.2.5 Estudio de avenidas máximas probables, elaborado por el instituto de ingeniería de la UNAM.

A solicitud de CFE, el Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó el estudio denominado "Análisis de Avenidas en la cuenca de La Parota, Gro.", cuyos objetivos eran:

- Establecer el origen de la avenida máxima histórica ocurrida en septiembre de 1967.
- Estimar el hidrograma de diseño para la obra de excedencias empleando el método de Precipitación Máxima Probable.

Dicho análisis se realizó con la información hidrométrica y climatológica disponible para la cuenca.

Los resultados presentados por el Instituto, se resumen a continuación:

- De acuerdo a la metodología propuesta por R. Domínguez para analizar la capacidad de aforo de una estación hidrométrica a partir de su sección transversal, y aplicando la igualdad:

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{A R_h^{2/3}}$$

Se observó que existen variaciones importantes, para gastos extraordinarios, en la relación gasto-tirante de las secciones transversales de las estaciones Agua Salada, El Puente y La Parota, lo que origina que el aforo sea inconsistente, siendo la primera de las citadas, la que mayor incertidumbre presenta. El Instituto recomienda estudiar, posteriormente, la reubicación de las estaciones hidrométricas Agua Salada y El Puente.

- Se estimó una altura de precipitación media acumulada en toda la cuenca del proyecto de 495 mm, entre los días 21 a 26 de septiembre de 1967.
- Aplicando el método de la Precipitación Máxima Probable, se obtuvo el hidrograma de escurrimiento directo, de 4 días de duración, con gasto pico de 23 520 m³/s y volumen de 5 257 Mm³, considerando un índice de infiltración media de 60 mm en 24 horas.
- Se realizó el análisis de la ocurrencia de fenómenos meteorológicos extremos simultáneos y hasta con tres días de separación, considerando los siguientes meteoros históricos: Bebe (27 jun - 4 jul 1936), Manzanillo maximizado (24 - 27 oct 1959) y Beulah maximizado (5 - 22 sep 1967). De este análisis se obtuvo que la situación más crítica corresponde a los tres eventos simultáneos, dando lugar a una avenida de 31 846 m³/s como gasto pico y 5 994 Mm³ de volumen.

- Posteriormente, a partir del hidrograma máximo histórico horario de la E.H. La Parota (septiembre de 1967), y habiendo establecido la función de probabilidad Doble Gumbel, como la de mejor ajuste, se elaboraron hidrogramas para diferentes períodos de retorno mayorándolos a partir del histórico.

2.2.5.4 Análisis de resultados y recomendaciones

De acuerdo con los estudios realizados por CFE y el II UNAM, así como por la revisión hecha por la CNA a través de la GASIR al estudio de CFE, se tienen las siguientes recomendaciones:

- a) No debe eliminarse la información del año de 1967, ya que éste incluye la creciente máxima histórica en gasto y volumen.
- b) Para la revisión de los niveles en el embalse, debe emplearse el hidrograma propuestos por la CNA para el Tr de 10 000 años, el cual, al emplear los gastos medios diarios de todo el período disponible, estima la avenida con mayor volumen: 8 312 Mm³ y gasto pico de 22 993m³/s.
- c) Para la revisión del diseño de la obra de excedencias, se recomienda emplear el hidrograma propuesto por el Instituto de Ingeniería, calculado por PMP, con gasto pico de 23 520 m³/s y volumen de 5 457 Mm³.
- d) Para el diseño de la obra de desvío se recomienda, por parte de CFE, CNA y el II UNAM, emplear el hidrograma correspondiente a la avenida máxima histórica registrada en el año de 1967 (Figura 2.5), en donde se registró el gasto máximo histórico: 11 653 m³/s.
- e) Con el objeto de manejar el río durante la construcción de la obra se estimaron los gastos máximos mensuales para diferentes periodos de retorno basados en los gastos máximos mensuales registrados en la estación La Parota, Gro. .
- f) En etapas posteriores se recomienda hacer un estudio con el fin de reubicar las estaciones hidrométricas Agua Salada y El Puente, ya que éstas presentan inconsistencias en la medición de gastos extraordinarios.

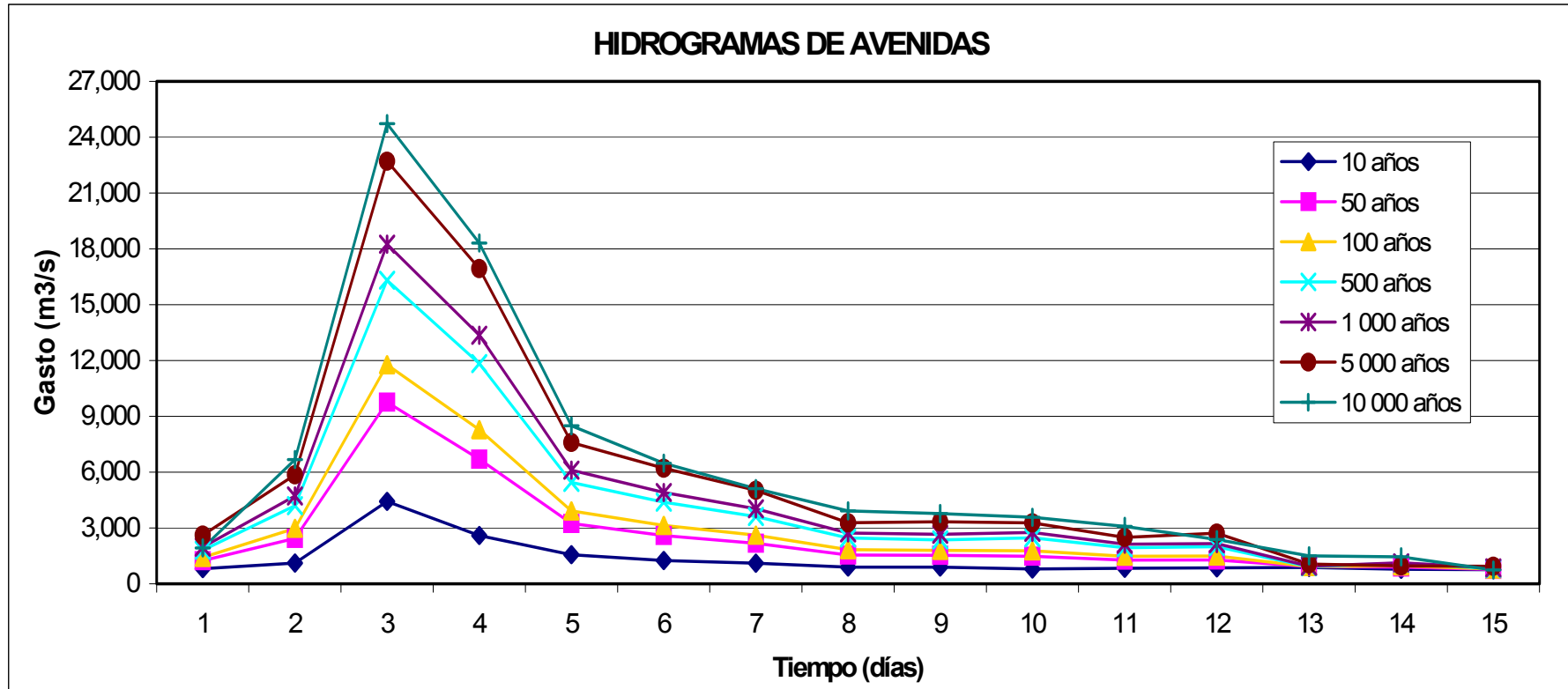


Figura 2.4. Hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno.

AVENIDAS MÁXIMAS

DIAS	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS						
	10	50	100	500	1,000	5,000	10,000
1	810	1,241	1,412	1,804	1,968	2,613	1,928
2	1,113	2,440	2,982	4,202	4,719	5,851	6,677
3	4,429	9,765	11,774	16,314	18,248	22,711	24,733
4	2,596	6,700	8,280	11,836	13,354	16,936	18,311
5	1,565	3,241	3,919	5,445	6,099	7,591	8,488
6	1,254	2,592	3,136	4,382	4,910	6,208	6,475
7	1,101	2,181	2,617	3,614	4,036	5,017	5,116
8	901	1,543	1,832	2,457	2,732	3,282	3,913
9	895	1,528	1,793	2,356	2,654	3,338	3,773
10	791	1,475	1,775	2,471	2,760	3,273	3,576
11	836	1,274	1,476	1,933	2,130	2,492	3,087
12	857	1,281	1,489	1,993	2,152	2,718	2,374
13	873	923	924	913	944	1,061	1,497
14	781	892	957	1,112	1,123	954	1,447
15	761	775	791	812	854	942	741

Tabla 2.13. Avenidas máximas para diferentes periodos de retorno (m³/s)

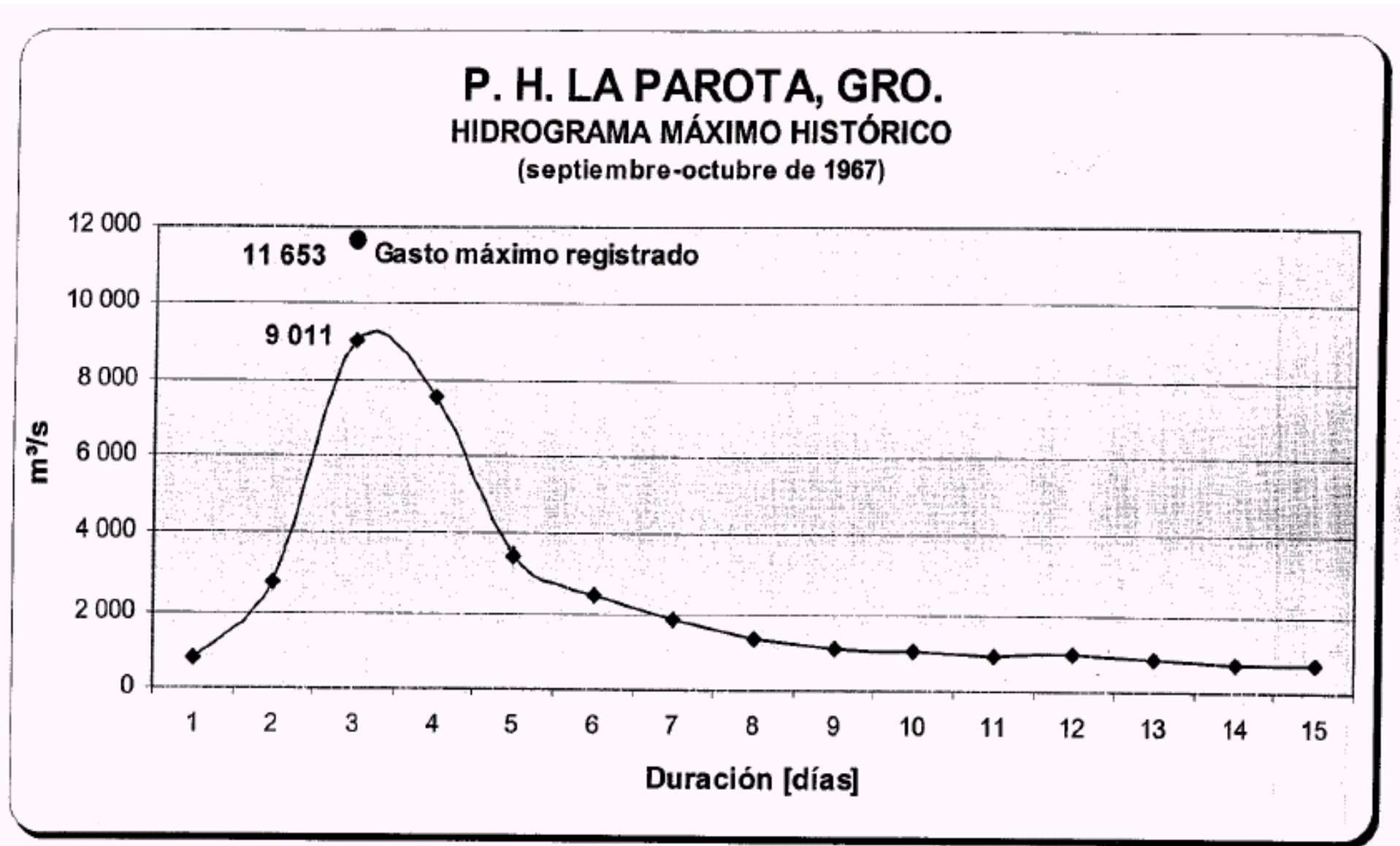


Figura 2.5. Hidrograma máximo histórico.

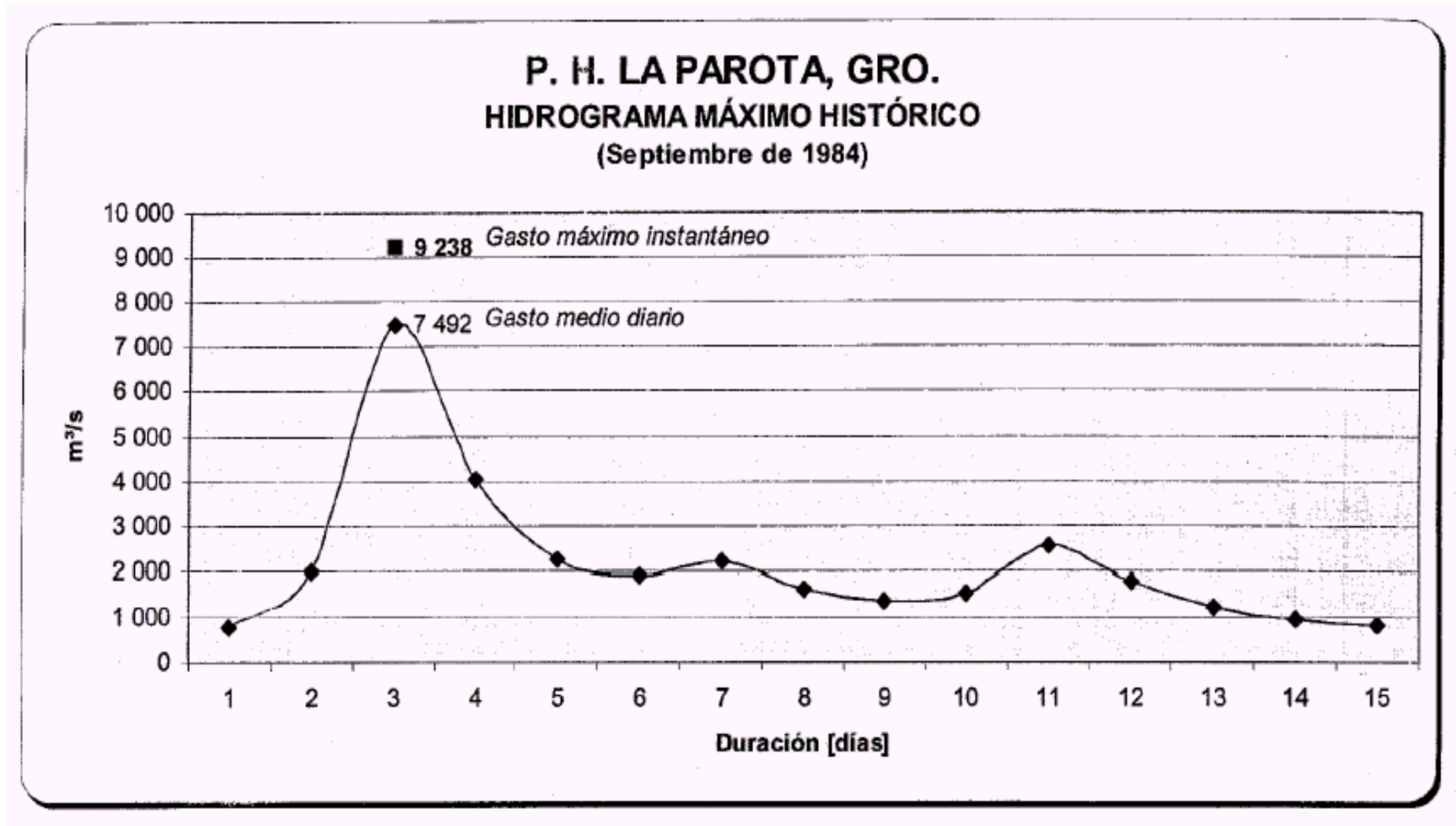


Figura 2.6. Hidrograma máximo histórico excluyendo el año de 1967.

DIAS	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS						
	10	50	100	500	1,000	5,000	10,000
1	781	891	896	913	918	660	973
2	1,019	1,776	2,102	2,851	3,157	3,891	4,224
3	3,660	7,470	8,942	12,270	13,687	16,947	18,348
4	2,263	3,643	4,185	5,412	5,934	7,196	7,832
5	1,022	1,796	2,131	2,894	3,220	3,894	4,388
6	1,096	1,779	2,086	2,782	3,082	3,818	4,114
7	827	1,626	1,995	2,833	3,157	3,921	4,272
8	1,400	1,982	2,236	2,814	3,070	3,647	3,771
9	903	1,365	1,591	2,129	2,367	2,877	3,126
10	826	1,425	1,707	2,347	2,621	3,309	3,387
11	806	1,605	1,993	2,892	3,273	4,132	4,727
12	749	1,437	1,742	2,424	2,754	3,369	3,944
13	836	1,073	1,214	1,543	1,701	2,066	1,990
14	553	783	879	1,091	1,174	1,401	1,487
15	741	939	1,015	1,193	1,271	1,681	1,455
Volumen (Mm3)	1,511	2,557	2,999	4,008	4,440	5,427	5,878

Tabla 2.14. Avenidas máximas para diferentes periodos de retorno, excluyendo el año 1967 (m³/s)

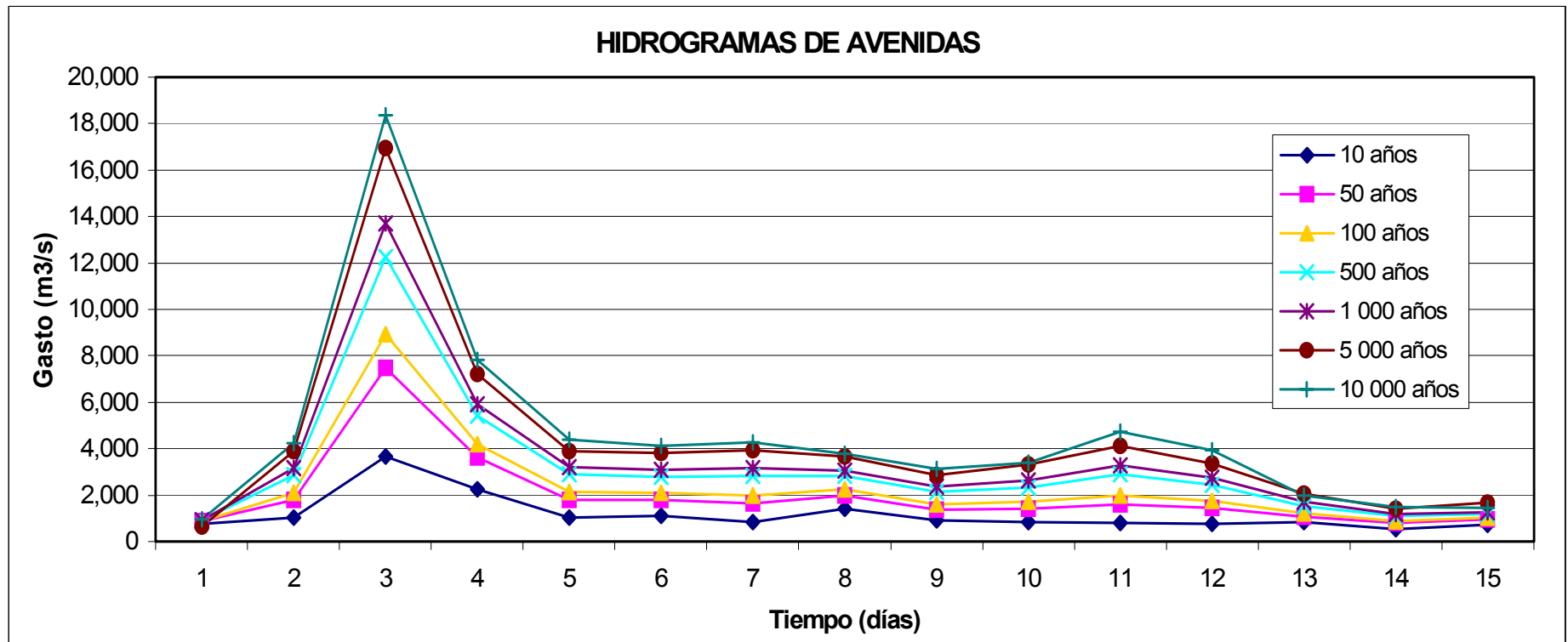


Figura 2.7. Hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno sin considerar el año 1967

2.3 CONCLUSIONES

De los análisis realizados en el presente estudio, se tienen las siguientes observaciones y conclusiones:

- Considerando el período común, 1969-2002, de las estaciones El Puente, Agua Salada y La Parota, el escurrimiento que se estima por cuenca propia, entre las estaciones y el sitio de proyecto, representa el 2,6% de la suma de El Puente y Agua Salada.
- De la figura 2.2, se observa congruencia en la forma y el volumen, en gastos medios mensuales, que aportan las subcuencas de los ríos Omitlan y Papagayo, con la información registrada en la P.H. La Parota.
- Como resultado de la actualización de los registros hidrométricos y su análisis correspondiente, para el período 1951-2002, el volumen medio anual de escurrimiento disponible es de 4 386 Mm³, equivalente a 139,1 m³/s, identificándose dos períodos en el año: de julio a octubre, con escurrimientos registrados por arriba de la media mensual (366 Mm³), presentado un volumen acumulado de 3 254 Mm³, 74 % del escurrimiento anual; de noviembre a junio, ocho meses en donde la cuenca aporta únicamente 1 132 Mm³, 26 % del escurrimiento anual.
- Haciendo un análisis de volúmenes medios anuales para determinar los años húmedos, los medios y los secos, se estableció como parámetro de referencia, que el volumen medio anual (4 386 Mm³), más - menos la desviación estándar (1 329 Mm³), corresponde a los límites para determinar que tipo de año es, de tal manera que volúmenes de más de 5 715 Mm³ corresponde a años húmedos y valores inferiores a 3 058 Mm³ se consideran años secos. El resultado de éste análisis, es que del período 1951-2002 (52 años), se han presentado 7 años secos, 37 años medios y 3 años húmedos. Con la información estimada no es posible establecer ciclicidad alguna, en cuanto al tipo de escurrimiento medio anual que podría presentarse en el sitio del proyecto.
- Para la definición de los hidrogramas de diseño, se recomienda, tomando en cuenta los resultados obtenidos por CFE, CNA y el II UNAM, lo siguiente:
 - a) No debe eliminarse la información del año de 1967, ya que ésta incluye la creciente máxima histórica en gasto y volumen.
 - b) Para la revisión de los niveles en el embalse, debe emplearse el hidrograma propuesto por la CNA para el Tr de 10 000 años, el cual, al emplear los gastos medios diarios de todo el período disponible, estima la avenida con mayor volumen: 8 912 Mm³ y gasto pico de 22 993 m³/s.
 - c) Para el diseño de la obra de desvío se recomienda, por parte de CFE, CNA y el II UNAM, emplear el hidrograma correspondiente a la avenida máxima histórica

registrada en el año de 1967 (Figura 2.5), en donde se registró el gasto máximo histórico: 11 653 m³/s.

- d) En etapas posteriores se recomienda hacer un estudio con el fin de reubicar las estaciones hidrométricas Agua Salada y El Puente, ya que éstas presentan inconsistencias en la medición de gastos extraordinarios, de acuerdo con el estudio realizado por el II UNAM.
- Para la caracterización del estado medio atmosférico en el sitio del proyecto, se consideraron los registros de la estación climatológica (E.C.) La Parota, por la cercanía con todas las obras del proyecto.
 - La precipitación total media anual es de 1 085 mm y la evaporación total media anual es de 1 727 mm, ambas registradas en la estación climatológica La Parota.

CAPITULO. 3

ESQUEMAS DE OBRA.

OBJETIVO:

“PRESENTAR LOS ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO LA PAROTA GRO., Y SU CORRESPONDIENTE OBRA DE
DESVÍO ASÍ COMO LOS ASPECTOS GENERALES DE UN ANÁLISIS DE
RIESGO”.

ESQUEMAS DE OBRA

3.1. Generalidades

Debido a que el P.H. La Parota cuenta con una obra de contención del tipo enrocamiento con cara de concreto (ECC) algunas de las demás obras del proyecto se deben adaptar a esto, concretamente las obras que se deben diseñar teniendo en cuenta esto son principalmente la obra de desvío y la obra de excedencias, ya que a diferencia de otros tipos de cortinas como en las cortinas de tipo gravedad o contrafuertes estas obras no pueden encontrarse ubicadas en la cortina. Por lo cual la CFE ubicó dichas obras en la margen derecha del río Papagayo (como se muestra en la figura 1), la obra de excedencias será un vertedor a cielo abierto y la obra de desvío estará compuesta por 3 túneles una preatagüa aguas arriba, y tendrá las atagüas aguas arriba y aguas abajo integradas a la cortina, de estas 2 obras así como de las obras de contención y generación (de las cuales se hablará mas adelante), por estar relacionada con el tema que interesa a esta tesis la obra de desvío será tratada de forma más extensa, los datos generales se muestran en la tabla 3.1.

Este proyecto además de generar electricidad, servirá para convertir tierras de cultivo de temporal en tierras de riego, dará agua potable a poblaciones cercanas entre ellas Acapulco y servirá para el desarrollo de turismo y pesquerías. Por lo cual tendrá además de las obra del P.H. otras obras de las que no nos ocuparemos en este trabajo, pero que sin embargo están relacionadas con las actividades antes mencionadas.

Para este tipo de obras por su gran envergadura, se requieren de una gran cantidad de caminos para su construcción, en primer lugar los caminos de acceso al proyecto, de los cuales se derivaran los caminos definitivos para la operación del proyecto, los caminos de construcción de las distintas obras que conforman el proyecto, oficinas, talleres, almacenes y bancos de material que serán usados únicamente durante el tiempo de construcción y finalmente los caminos auxiliares que se usarán brevemente y sólo por equipo que pueda transitar por ellos, ya que serán realizados para llegar a bancos de material.

En los programas de obra, se especifican las fechas de inicio y terminación del proyecto por parte de la CFE, además de los eventos críticos para el proyecto, iniciando el proyecto el 15 de diciembre de 2006 con el inicio de la excavación de los portales de la obra de desvío y finalizando el 30 de noviembre de 2012 (debido a problemas sociales se ha retrasado el inicio de la puesta en marcha del proyecto, lo cual ha modificado las fechas de los programas, aquí se han dejado las fechas programadas originalmente para tomarlas como referencia), para el inicio del proyecto ya se deberá contar con la infraestructura necesaria para poder empezar los trabajos y para entonces se habrán realizado algunas otras actividades previas y necesarias como la construcción de caminos, la de un vado en el cauce del río, la instalación de plantas de trituración de material y de concretos. Además se tendrán que reubicar a alrededor de 3000 habitantes de 10 poblados y dar los servicios a los nuevos poblados, como agua potable, electricidad y salud.

Debido a las necesidades de conservar las condiciones hidrodinámicas del cauce aguas abajo del proyecto hidroeléctrico, es necesario construir una presa de cambio de régimen, y así poder garantizar la supervivencia de la fauna acuática y el aprovechamiento del recurso hidráulico, para los distintos usuarios, por lo cual se volvió imperativo considerar dicha estructura que modificará ese nuevo régimen por otro más amigable con el ambiente, para así mantener un gasto mas constante y

permanente en el río, y así minimizar los efectos por la descarga de gastos altos durante las horas punta de generación de energía en la presa La Parota.

Se propuso como solución una represa de la menor altura posible que regulara la mayor parte de los casi 11 millones de m³ provenientes de la operaron diaria de la central hidroeléctrica y que se ubicara lo más cerca posible de La Parota, para dar protección a la mayor longitud del cauce. La Presa denominada Los Hilamos, se ubicó entre los poblados Cacahuatpec y La Concepción, y tiene capacidad útil de 5,8 millones de m³ y altura del orden de 11 metros. Se ha previsto que la presa sea de concreto compactado con rodillos.

HIDROLOGÍA		OBRA DE CONTENCIÓN	
ÁREA DE LA CUENCA HASTA EL SITIO	7 067,00 km ²	CORTINA	
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	4 387 Mm ³	TIPO	ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO
GASTO MEDIO ANUAL	139,1 m ³ /s	ALTURA MÁXIMA	169,00 m
AVENIDA MÁXIMA REGISTRADA	11 653,00 m ³ /s	ELEVACIÓN DEL CORONAMIENTO DEL PARAPETO	183,00 msnmm
EMBALSE		ELEVACIÓN DE LA CORONA	181,75 msnmm
CAPACIDAD TOTAL AL NAME	7 188,72 Mm ³	ANCHO DE CORONA	8,00 m
CAPACIDAD MUERTA	3 134,19 Mm ³	VOLUMEN TOTAL	13,70 Mm ³
CAPACIDAD ÚTIL	3 389,76 Mm ³	LONGITUD DE LA CORONA	877,00 m
CAPACIDAD CONTROL DE AVENIDAS	1 329,55 Mm ³	BORDO LIBRE	3,00 m
ÁREA MÁXIMA DE EMBALSE (NAME)	142,13 km ²	TOMA ECOLÓGICA	
NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE NAME	180,00 msnmm	TIPO	TORRE
NAMO (ESTIAJE)	175,00 msnmm	GASTO DE DISEÑO	30 m ³ /s
NIVEL MÁXIMO DE OPERACIÓN NAMO (AVENIDAS)	170,00 msnmm	CONTROL	VÁLVULAS (Φ2 m)
NIVEL MÍNIMO (NAMINO)	143,00 msnmm	OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS	
OBRA DE DESVÍO		LONGITUD TOTAL DE LA CRESTA	86,40 m
AVENIDA DE DISEÑO Tr=159 AÑOS	12 986,00 m ³ /s	ELEVACIÓN DE LA CRESTA	158,00 msnmm
CAPACIDAD MÁXIMA DE DESCARGA	9 139,00 m ³ /s	AVENIDA DE DISEÑO	22 992,70 m ³ /s
TÚNELES SECCIÓN PORTAL	1 (10,00 x 10,00 m)	CAPACIDAD MÁXIMA DE DESCARGA	18 155,00 m ³ /s
	2 (15,00 x 15,00 m)	COEFICIENTE DE DESCARGA	2,036
LONGITUD TÚNEL 1	571,33 m	CARGA MÁXIMA SOBRE LA CRESTA	22,00 m
LONGITUD TÚNEL 2	593,85 m	RELACIÓN DE COMPUERTAS (H/B)	1,55
LONGITUD TÚNEL 3	617,77 m	NÚM. Y DIMENSIONES DE COMPUERTAS RADIALES	6 DE 14,4 x 22,39
VOLUMEN TOTAL DE TERRACERÍAS	1,60 Mm ³	VELOCIDAD MÁXIMA EN CANAL DE DESCARGA	30,00 m/s

Tabla 3.1. Datos generales del proyecto.

3.2. Planes de trabajo y programación de obras para el P H. La Parota

Los planes de trabajo y planeación del proyecto La Parota son muy extensos, como corresponde a una obra de tal magnitud, en este capítulo se muestran los programas generales de la obra de desvío y del proyecto, en los cuales se observan las actividades a realizar para la construcción de las diversas partes del proyecto así como las duraciones de las mismas, también se puede observar la ruta crítica para la culminación del la obra de desvío y del proyecto, que en el caso de la obra de desvío pasa por la construcción de túneles y finaliza en la terminación de la ataguía aguas arriba. En lo que respecta a la ruta crítica del proyecto, ésta pasa primero por la obra de desvío para después dividirse y tomar el camino de la obra de contención y de la obra de generación, siendo esta última la de mayor importancia puesto que se trata de un proyecto de generación de energía eléctrica, realizándose de manera simultánea hasta la terminación del montaje de equipos y de la obra de contención, para finalizar con las pruebas del equipo electro mecánico de las 3 unidades generadoras.

En los programas que se muestran a continuación en las figuras 3.2 a 3.4, se hace referencia a los periodos de tiempo en los que se realizaron las licitaciones y actividades previas para que se realice el proyecto.

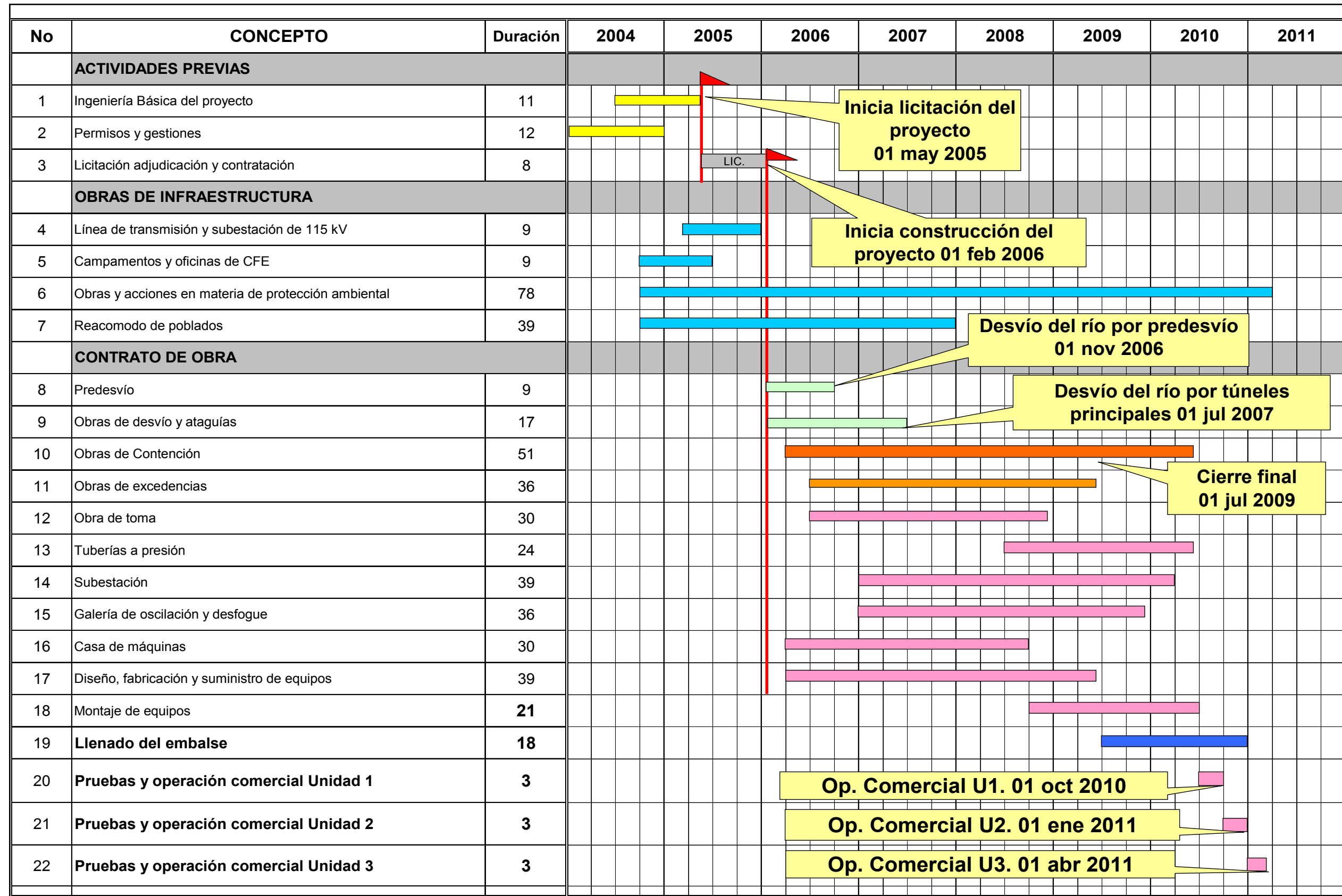


Figura 3.3. Fechas importantes del P.H. La Parota

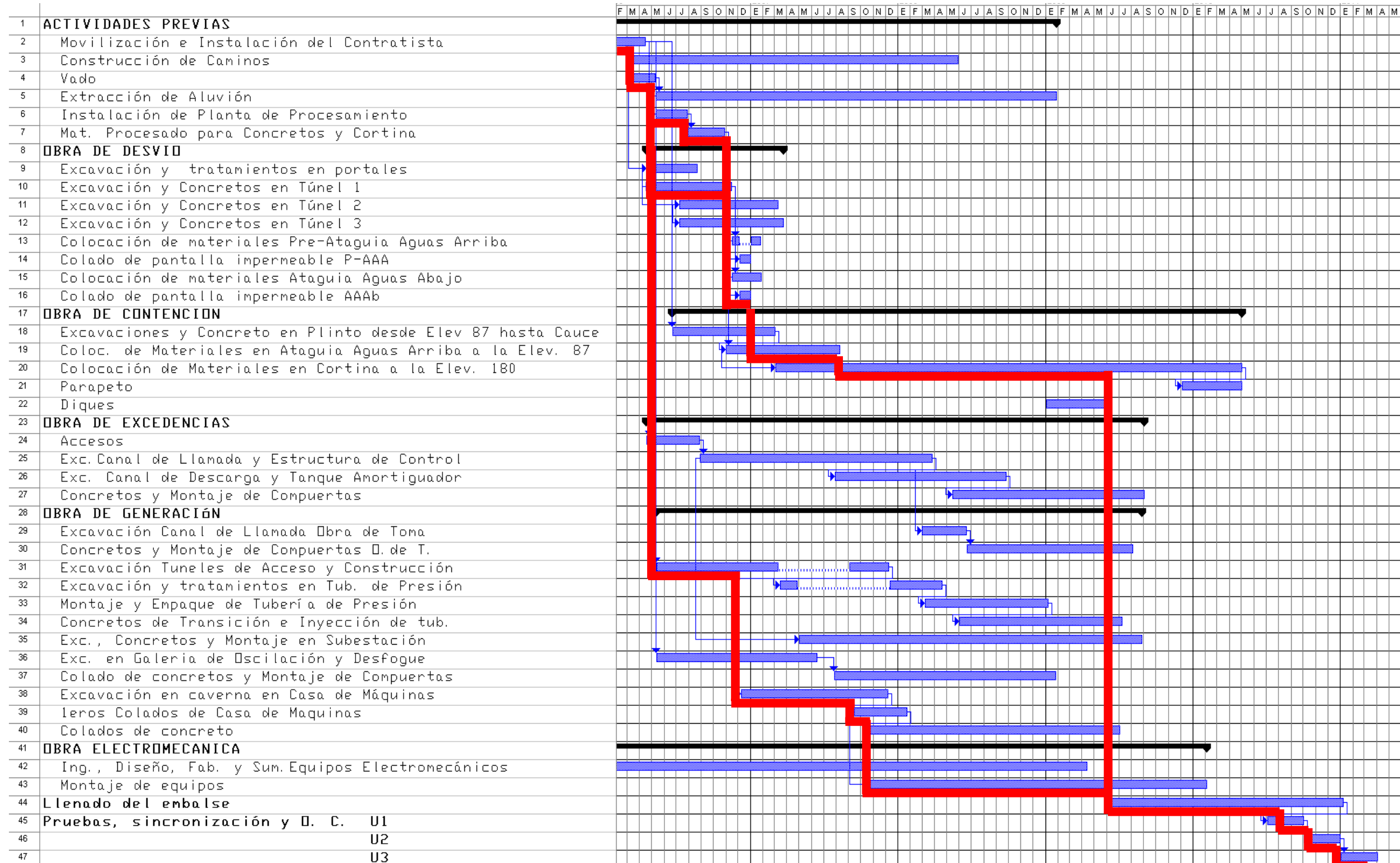


Figura 3.4. Ruta Crítica asociada al P.H. La Parota.

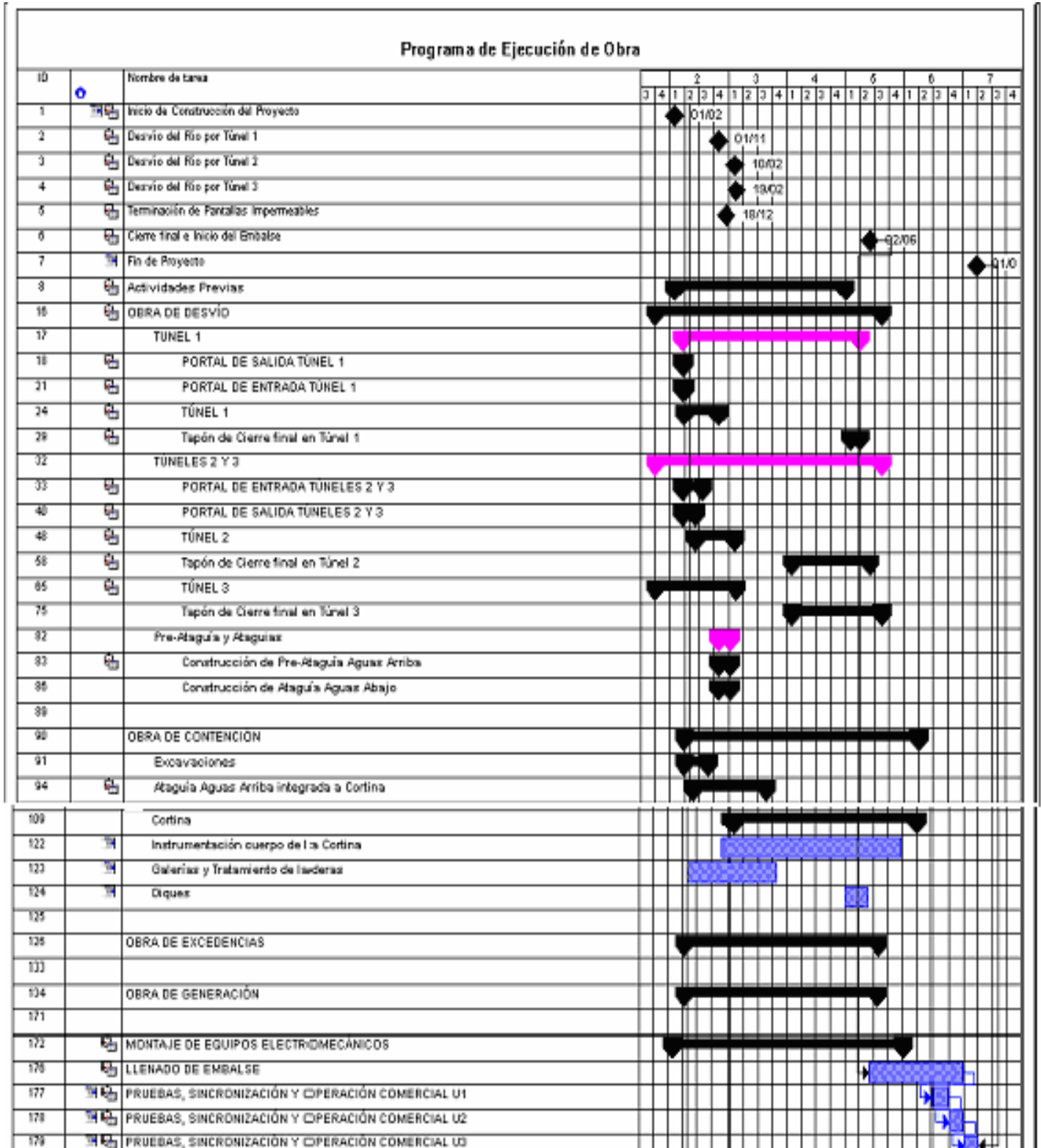


Figura 3.5. Programa general de la obra de desvió del P.H. La Parota

3.3. Obra de desvío

El proceso de construcción de la obra de desvío para el P.H. La Parota es un tema interesante puesto que no se siguió el método tradicional de construcción para este tipo de cortinas, usualmente la ataguía aguas arriba se coloca antes de la terminación de los túneles de desvío y es una obra separada de la obra de contención. En el caso del P.H. La Parota, se construirá una preataguía para desviar el río Papagayo por un túnel durante el periodo de estiaje, mientras tanto se realizará la colocación de material, plinto y pantalla de concreto en una ataguía que estará integrada a el cuerpo principal de la obra de contención como se muestra en la figura 3.6 y al mismo tiempo se terminarán de construir los demás túneles para desviar el río durante la temporada de lluvias y completar así los 3 túneles proyectados de la obra de desvío, las secciones de los túneles se muestran en la figura 3.7. Se ha proyectado que esta etapa durara 7 meses, en los cuales se deberá excavar el cauce, tratar la roca de cimentación, desplantar la losa de plinto, levantar la cortina hasta la elevación 87,0 (para formar la ataguía) y terminar la construcción de los túneles 2 y 3, de 15 metros de altura cada uno, llegando a superar los 50 metros de elevación en el cuerpo de la cortina.

Los 3 túneles de la obra de desvío se diseñaron teniendo en cuenta que su recubrimiento no será el mismo en el perímetro del túnel, para el diseño de los túneles se usó la teoría de rugosidad compuesta, esto es que en la sección hidráulica de dicho túnel se tienen 2 rugosidades distintas, en este caso una es la del concreto lanzado que se usó para estabilizar la bóveda del túnel y paredes del túnel y la otra es el concreto hidráulico usado para la plantilla. Los portales de entrada y de salida de los 3 túneles serán excavados y tendrán alturas superiores a los 20 metros.

De acuerdo con los estudios realizados para estimar las avenidas máximas de diseño para las obras de desvío y excedencias, por parte de CFE y el II UNAM, así como por la revisión hecha por la CNA, a través de GASIR, al estudio de CFE, se recomienda, para el diseño de la obra de desvío, emplear el hidrograma correspondiente a la avenida máxima histórica registrada en el año de 1967, en donde se registró un gasto máximo histórico de: $11,653 \text{ m}^3/\text{s}$.

La Elevación de 87 msnm considerada para la Ataguía Integrada a la Cortina se determinó en base a recomendaciones hechas por el Instituto de Ingeniería UNAM, CFE y la CNA usando el hidrograma correspondiente de la avenida máxima histórica registrada en 1967 y a un análisis de riesgo realizado por la CFE, en este evento el gasto máximo histórico que se registró fue de $11,653 \text{ m}^3/\text{s}$.

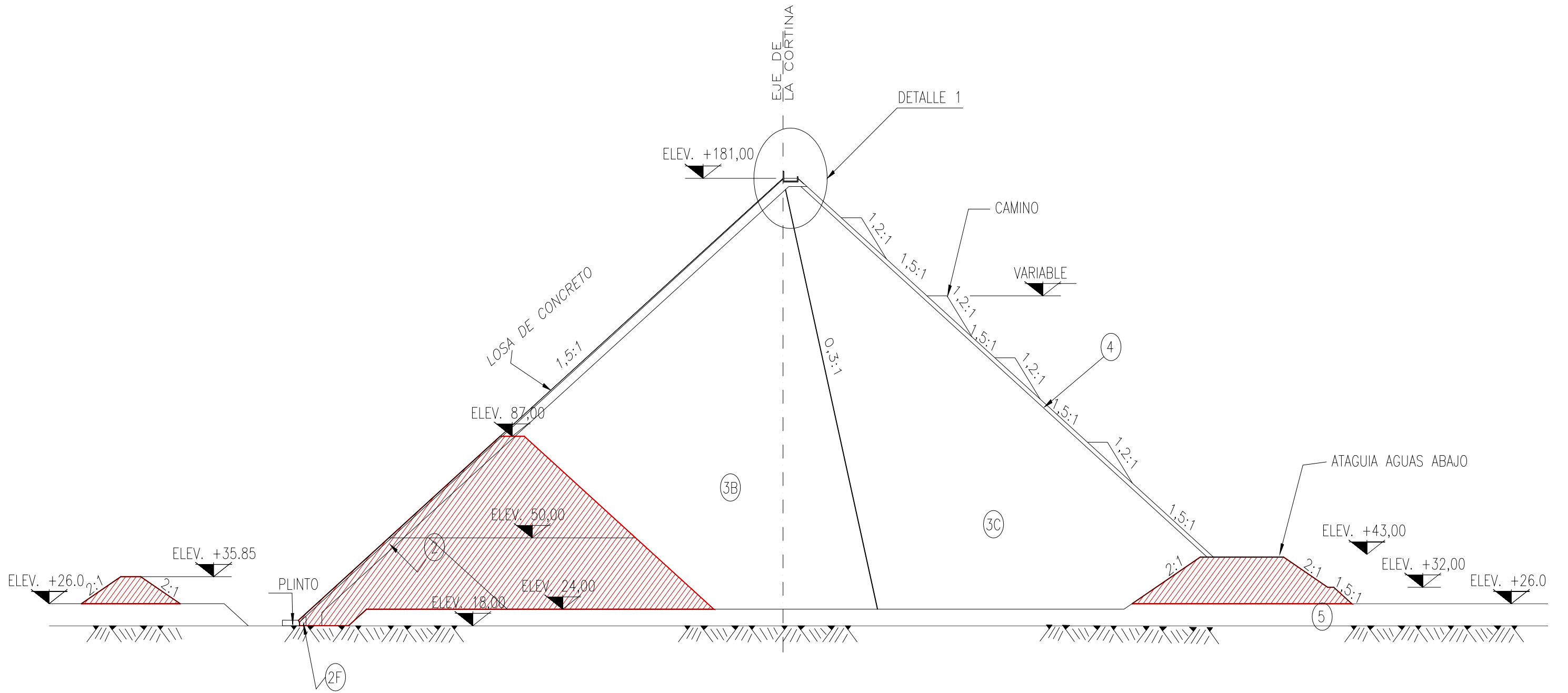


Figura 3.6. Perfil de las ataguías

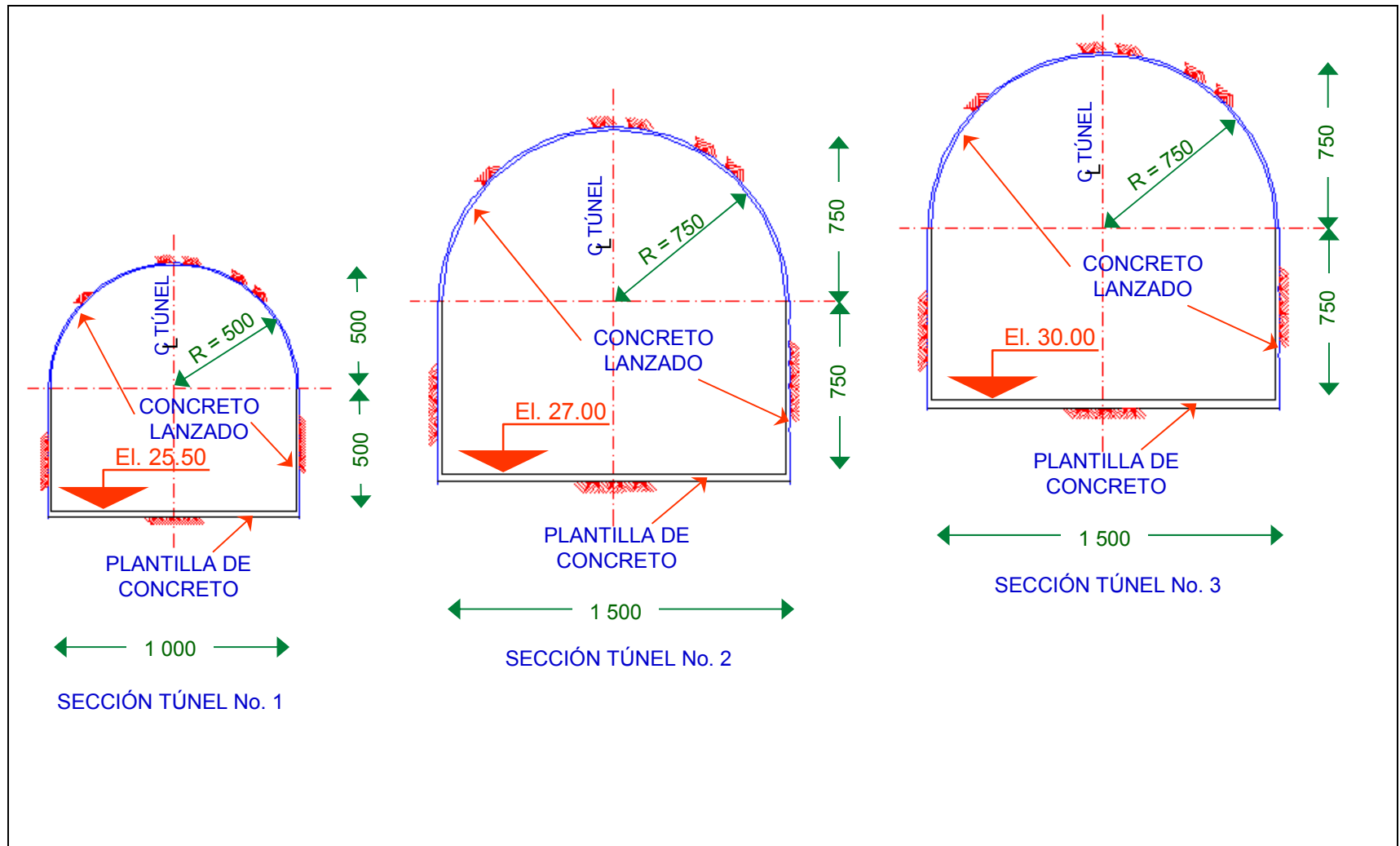


Fig. 3.7. Sección de los túneles de desvío

En cuanto a las actividades relacionadas con el plinto, éstas serán simultáneas a la excavación del túnel numero 1 que se usará para el desvío durante el periodo de estiaje, en esté periodo se realizará la excavación y colocación del plinto en la ladera izquierda, al mismo tiempo que se inicia la excavación de los portales de entrada y de salida, y para cuando se hayan terminado las excavaciones de el túnel 1 y se inicie la colocación de material de la preatagüa aguas arriba y de la atagüa aguas abajo la colocación del plinto ya debe de haber sido finalizada. Para este momento ya se deberán de haber iniciado los trabajos de excavación de los túneles 2 y 3, y se deberá tener el avance mostrado en la figura 3.8.

Una vez terminados los trabajos de excavación de los túneles y la preatagüa aguas arriba, se iniciará la colocación de material en la atagüa integrada a la cortina, ésta será realizada por etapas llegando a colocarse más de 1.5 millones de m³ de material, al mismo tiempo que se colocan materiales se iniciará la colocación de la pantalla de impermeabilización de la cortina, esta tendrá en base concreto extrusado donde después se colocará la pantalla de concreto hidráulico, se deberán tener los avances mostrados en las figuras 3.9 y el cierre se muestra en la figura 3.10.

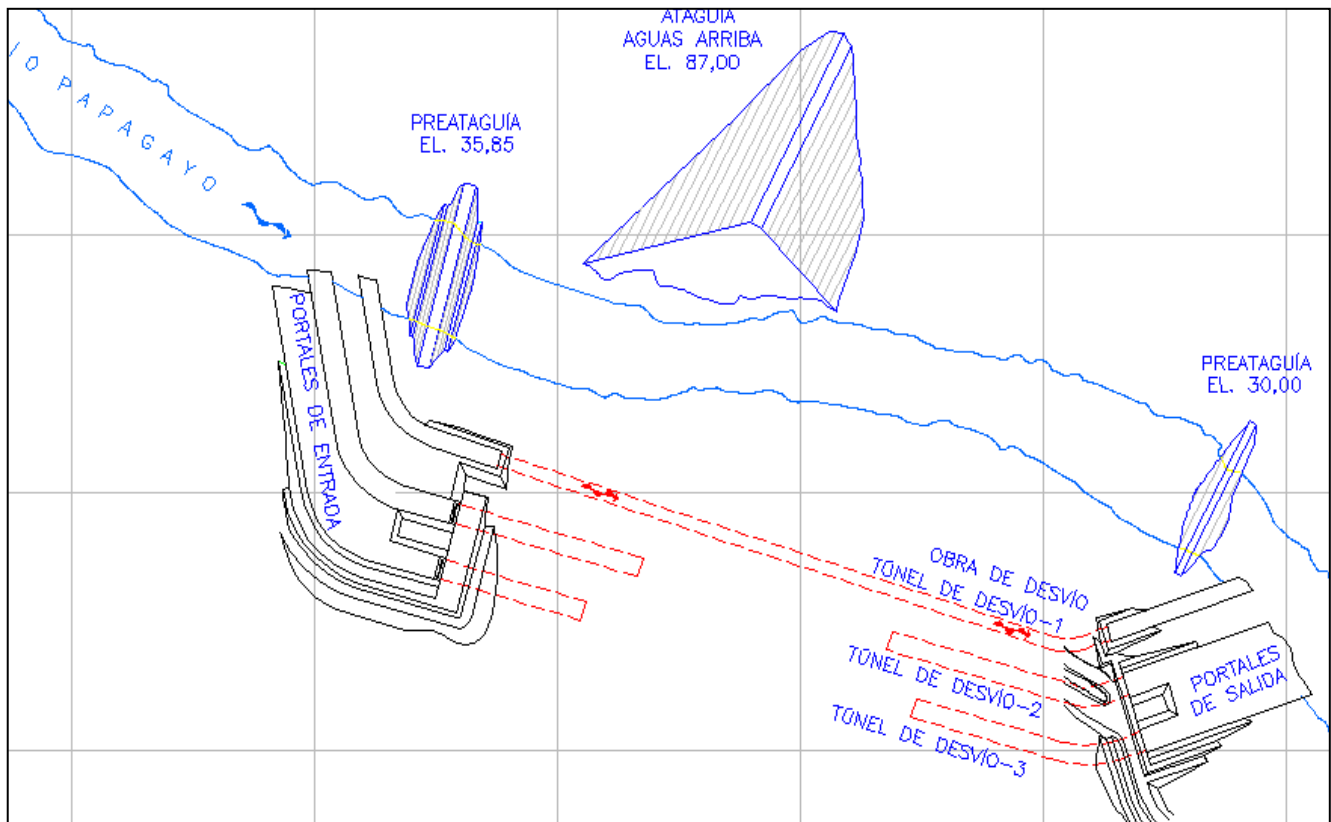


Figura 3.8. Avance de la obra de desvío en la fecha prevista de desvío del río.

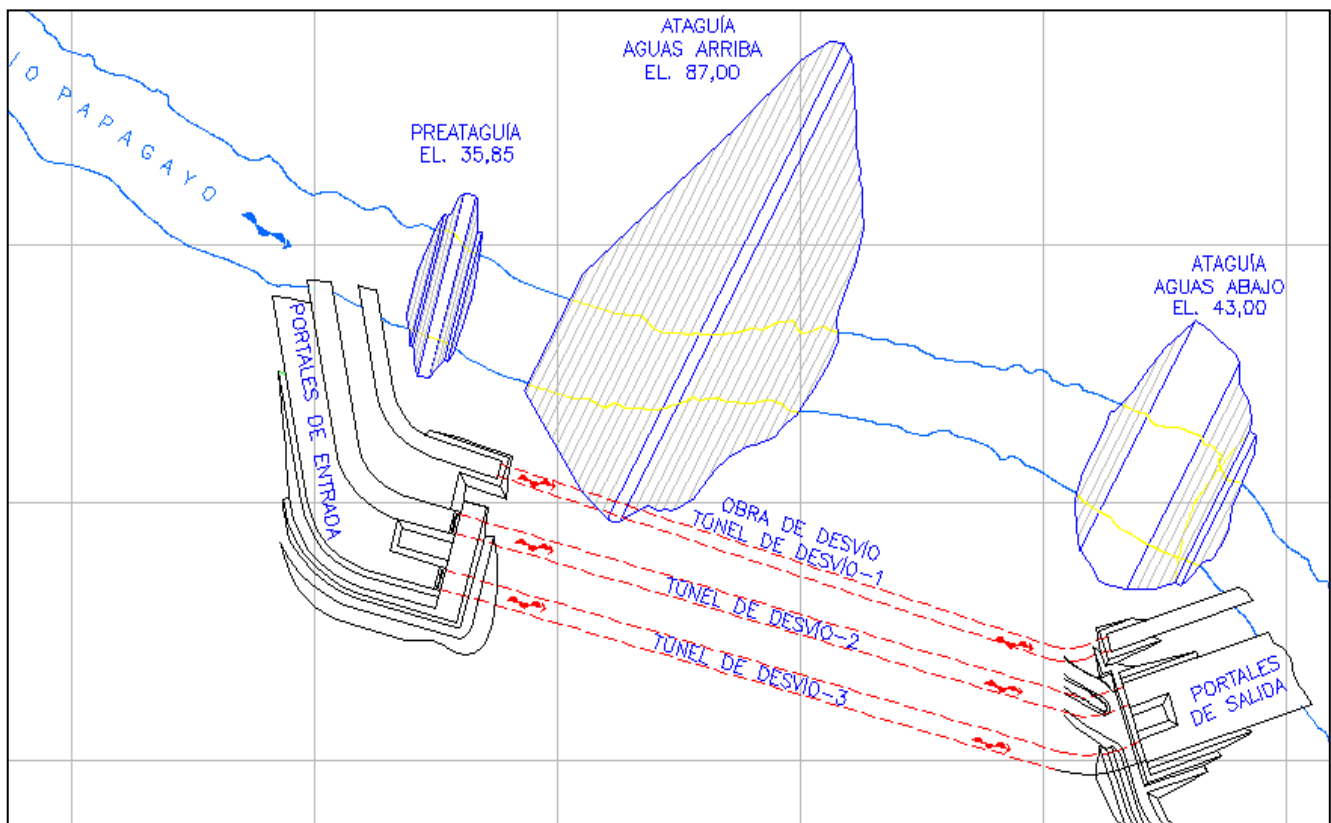


Figura 3.9. Obra de Desvío terminada. los tres túneles funcionando

Finalmente, durante el periodo de estiaje del año 2011 se realizará el cierre final de los túneles de desvío para que se inicie el llenado del embalse, iniciando el día 15 de enero de 2011 y siendo este un evento crítico en el programa general de construcción, las características de los túneles se muestran en la tabla 3.2.

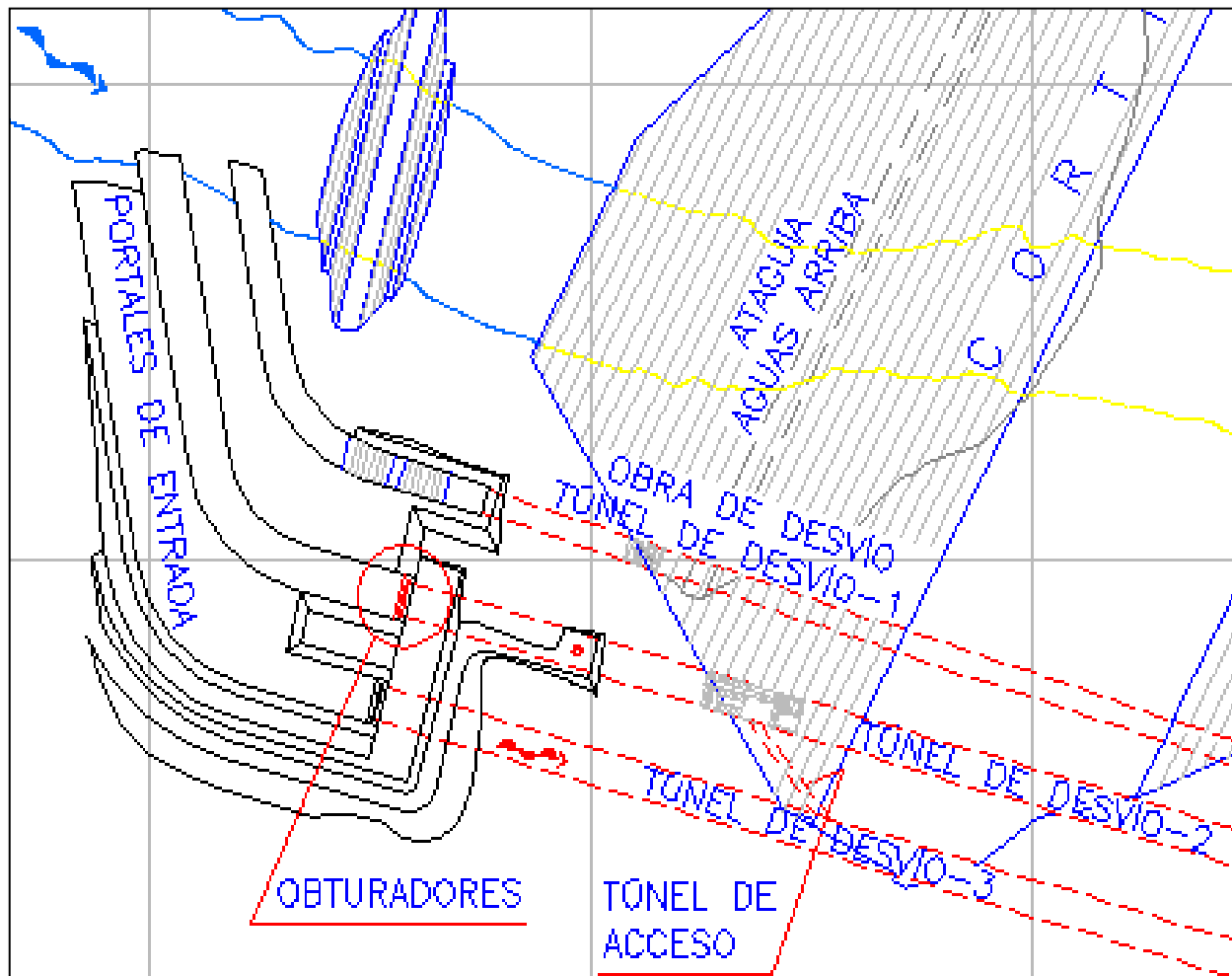


Figura 3.10. Cierre final de túneles de desvío (inicio 15 de enero de 2011)

Características		Túnel No. 2	Túnel No. 3	Túnel Predesvío o túnel No. 1
Sección		15 x 15	15 x 15	10 x 10
Longitud (m)		594	618	571
Revestimiento	Concreto lanzado	Muros y Bóveda		Muros y Bóveda
Revestimiento	Concreto hidráulico	Piso		Piso

Tabla 3.2 Características de los túneles de la obra de desvío.

3.4. Cortina de enrocamiento con cara de concreto.

La obra de contención será una cortina de enrocamiento con cara de concreto, la cual tendrá un volumen de más de 13 millones de m³ de material, con un talud de 1,5:1, a una elevación de la corona de 181.00 msnm, un ancho de corona de 8m, y una altura de 164.00 m, en las tablas 3.3 y 3.4 se muestran los materiales con sus cantidades y los datos de la cortina.

VOLUMEN DE MATERIALES QUE INTEGRAN LA CORTINA	
MATERIAL	CANTIDAD
MATERIAL 2	499,970 m ³
MATERIAL 2F	8,481 m ³
MATERIAL 3B	7,392,415 m ³
MATERIAL 3C	5,388,719 m ³
MATERIAL 4	216,664 m ³
TOTAL MATERIALES CORTINA	13,506,249 m ³
PRE-ATAGUIA AGUAS ARRIBA	56,396 m ³
ATAGUIA AGUAS ABAJO	274,406 m ³
TOTAL DE MATERIALES A COLOCAR	13,837,051 m³

Tabla 3.3. Materiales que integran la cortina.

Tipo	Enrocamiento con Cara de Concreto
Volumen (m ³)	13,837,051
Taludes	1,5:1
Elevación corona (m.s.n.m.)	181,00
Altura (m)	162,00
Ancho de corona (m)	8

Tabla 3.4. Datos generales de la cortina.

La colocación de material en la cortina se realizará en 10 etapas que incluyen desde la colocación de material en la preatagüa y en la atagüa integrada a la cortina, hasta la colocación de material en la corona de la cortina, las etapas de colocación se muestran en la figura 3.11.

El procedimiento constructivo que se seguirá para la colocación del material que conformará la cortina, será el que se ha usado para la cortina del P.H. El Cajón en Nayarit, este procedimiento consiste en colocar el material de la cortina, además de la compactación que se realiza con el rodillo vibratorio, a cada capa de material colocado se induce una preconsolidación por medio de chorros de

agua para que así el material no sufra deformaciones importantes durante la vida útil de la presa que puedan producir fisuras o grietas en la cara de concreto de la cortina.

Los materiales usados en al cortina serán tomados de bancos de material cercanos a la zona del proyecto y de las excavaciones realizadas en las otras obras del proyecto, como los procedentes de la excavación de los túneles de desvío, casa de máquinas y de la obra de excedencias, los materiales a usar son: arcilla, aluvión en greña y procesado para el cuerpo de la cortina. Para estos procedimientos se requieren lugares donde se puedan almacenar los materiales que no tengan un uso inmediato, se contará con lugar en margen izquierda y derecha en lugares cercanos a la cortina, así mismo se destinará un lugar para depositar el material de desperdicio producto de las excavaciones.

3.5. Obra de excedencias

El vertedor de la obra de excedencias se ubicará en la margen derecha; estará constituido por un canal de acceso compartido con la obra de generación, con plantilla en la elevación 153,6 m. La estructura de control estará constituida por seis compuertas radiales. La estructura terminal será una cubeta deflectora y un tanque de impacto excavado antes del cauce. En total se deberán de excavar más de 6 millones de metros cúbicos de material que en gran parte se colocará en la cortina. En las figuras 3.12, 3.13 y 3.14 se muestra el arreglo general de la obra de excedencias, la sección del cimacio y el perfil.

Una vez terminadas las excavaciones para la obra de excedencias se construirán las estructuras que conforman la obra de excedencias (canal de llamada, estructura de control, canal de descarga y cubeta deflectora), estas estructuras serán de concreto que se colocará con la ayuda de cimbras deslizantes. Finalmente se colocarán las compuertas y los equipos mecánicos que se usarán posteriormente en la operación de estas.

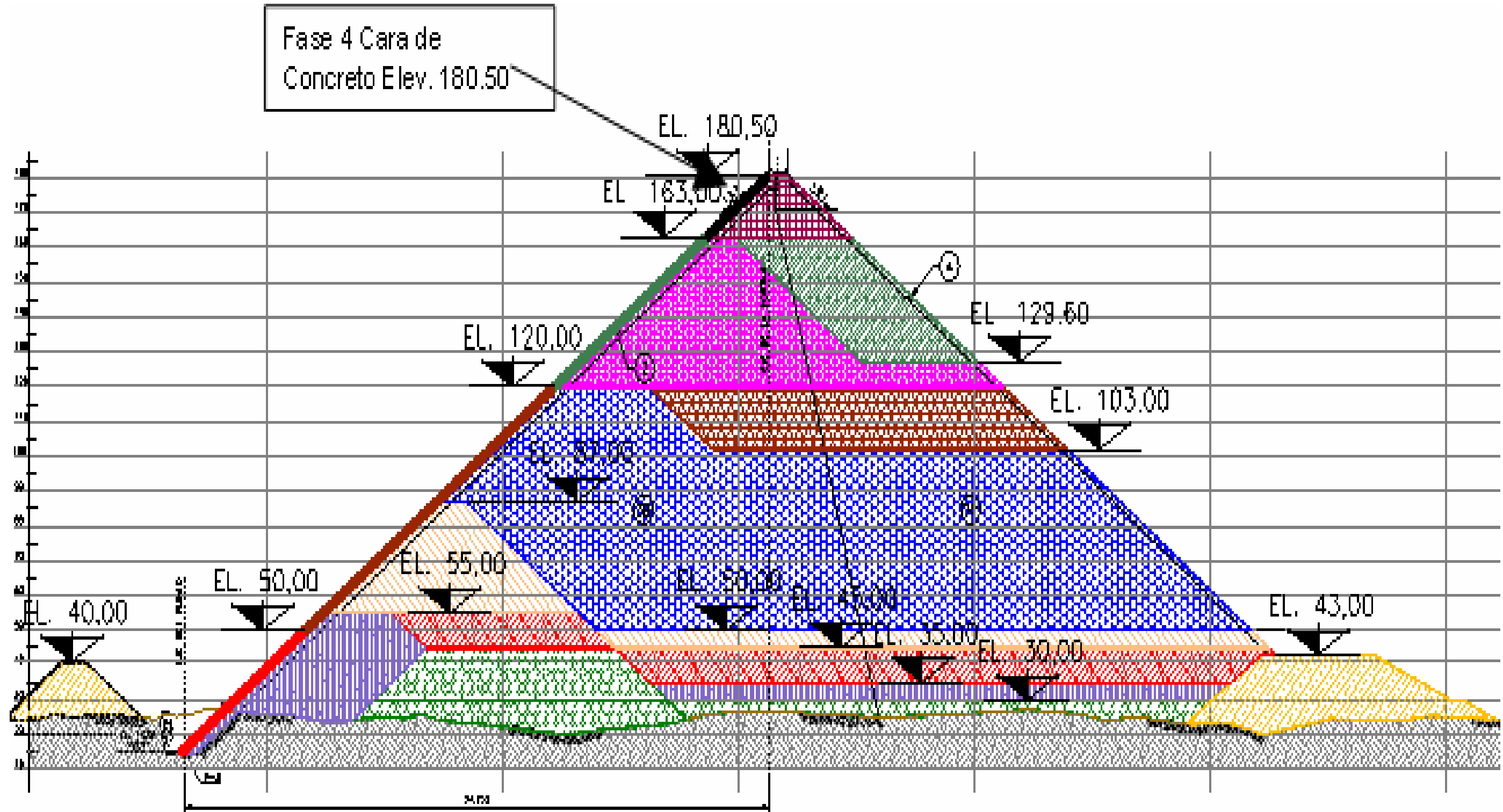


Figura 3.11. Etapas de colocación de material en la cortina

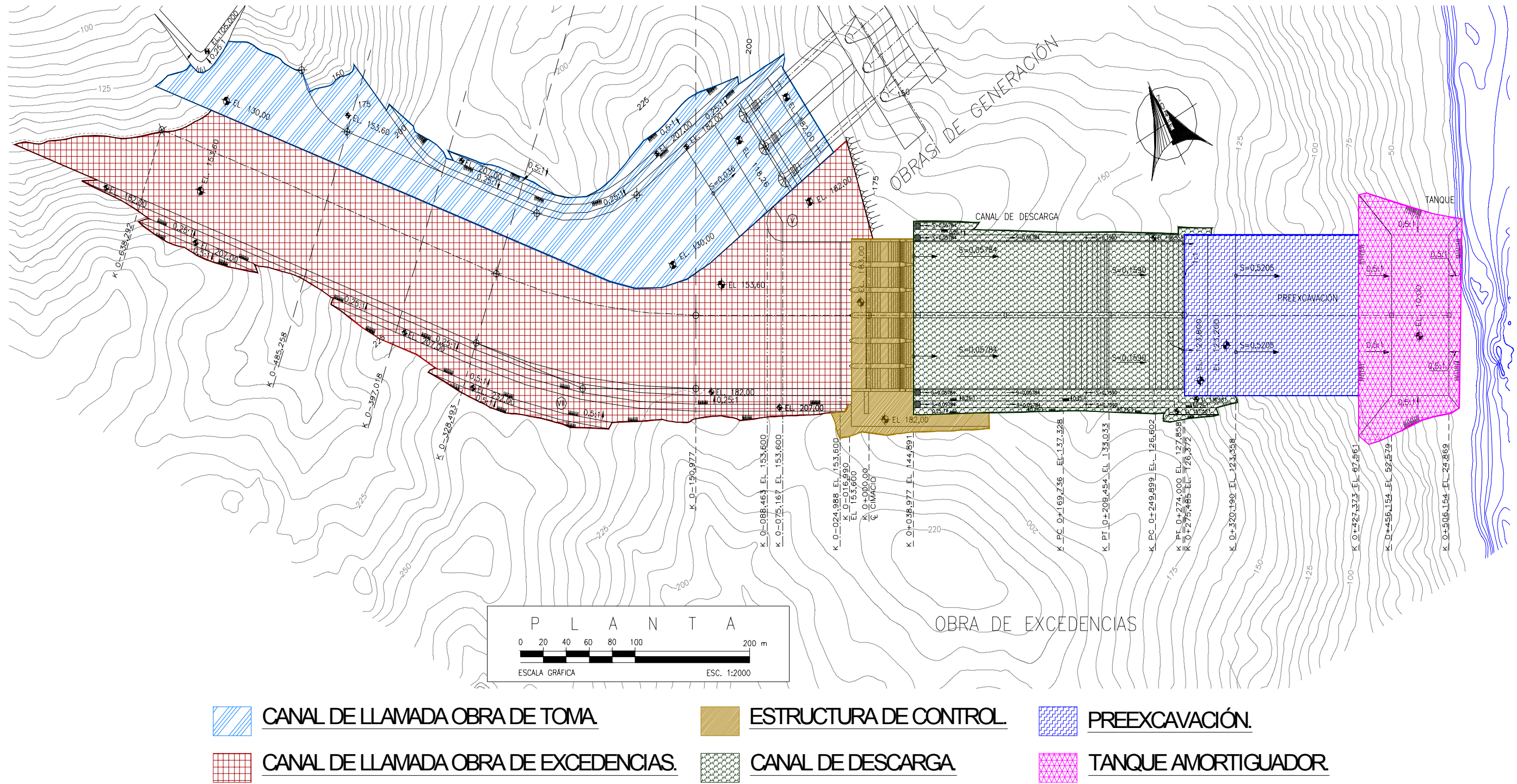


Figura 3.12. Arreglo general de la obra de excedencias

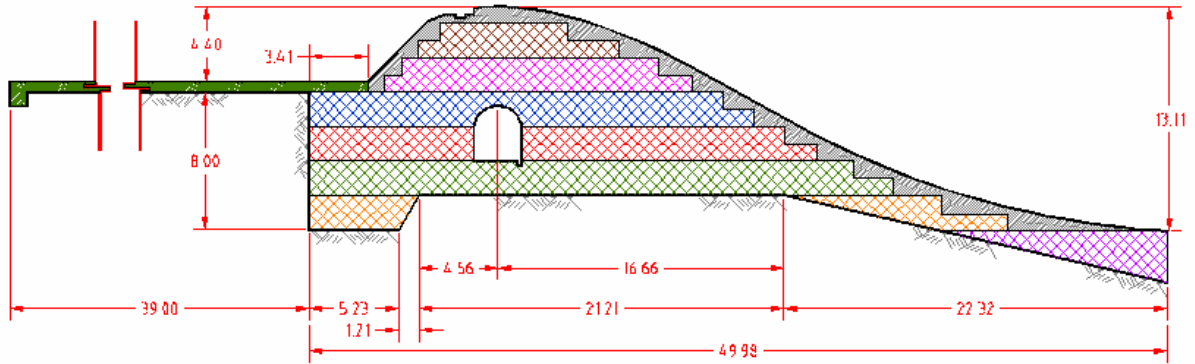


Figura 3.13 Cima tipo Creager del vertedor

3.6. Obra de generación

La obra de generación se divide en: obra de toma, casa de máquinas galería de oscilación y desfogue.

Obra de toma. Consta de tres tomas del tipo frontal diseñadas para un gasto total de 748.50 m³/s (249.50 m³/s, por toma), tubería de acerco de 7.00 m. de diámetro y 180.76 m. de longitud cada una.

Casa de máquinas. Será del tipo subterránea, equipada con turbinas Francis de eje vertical, para la carga neta de diseño de 1341.53 m. el factor de planta determinado fue de 0.173. Actualmente se han definido las dimensiones de 22.20 x 122.00 x 45.00m., en la figura 3.15 se muestra el arreglo general de la obra de generación y en la figura 3.16 se muestra un corte de la casa de máquinas.

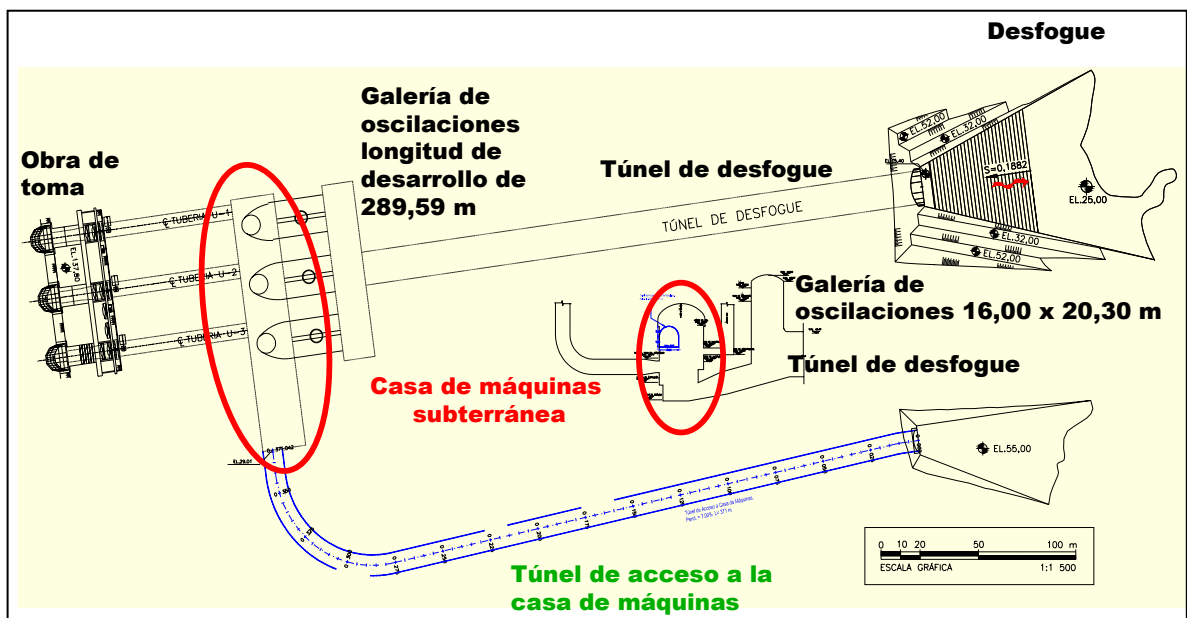


Figura 3.14. Arreglo en planta de la obra de generación.

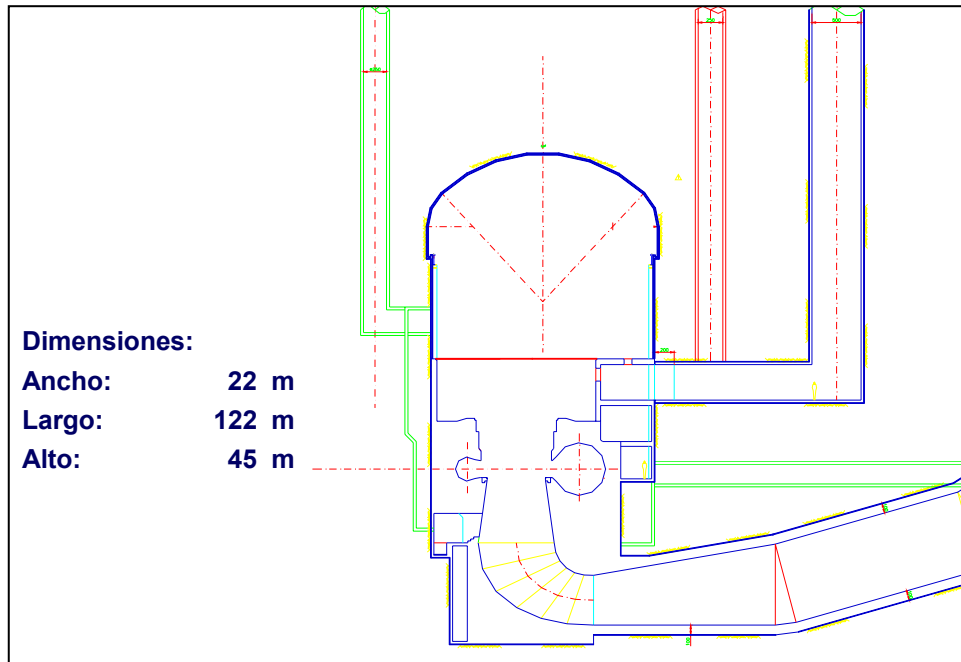


Figura 3.15. Corte de la casa de maquinas.

Galería de oscilación. Debido a la longitud entre la descarga de las turbinas y el río, será necesaria la construcción de una galería subterránea de 16.00 x 85.00 x 57.50 m, con la finalidad de garantizar la operación adecuada de los grupos turbogeneradores.

Desfogue. El agua turbinada se reintegrará nuevamente al río por medio del túnel de desfogue, este estará diseñado para operar como canal, de sección arco rebajado de 16.00 x 20.30 m., longitud de 289.60 m y canal de descarga de sección trapecial con ancho variable de 19.00 a 60.00 m y longitud de 56.00m.

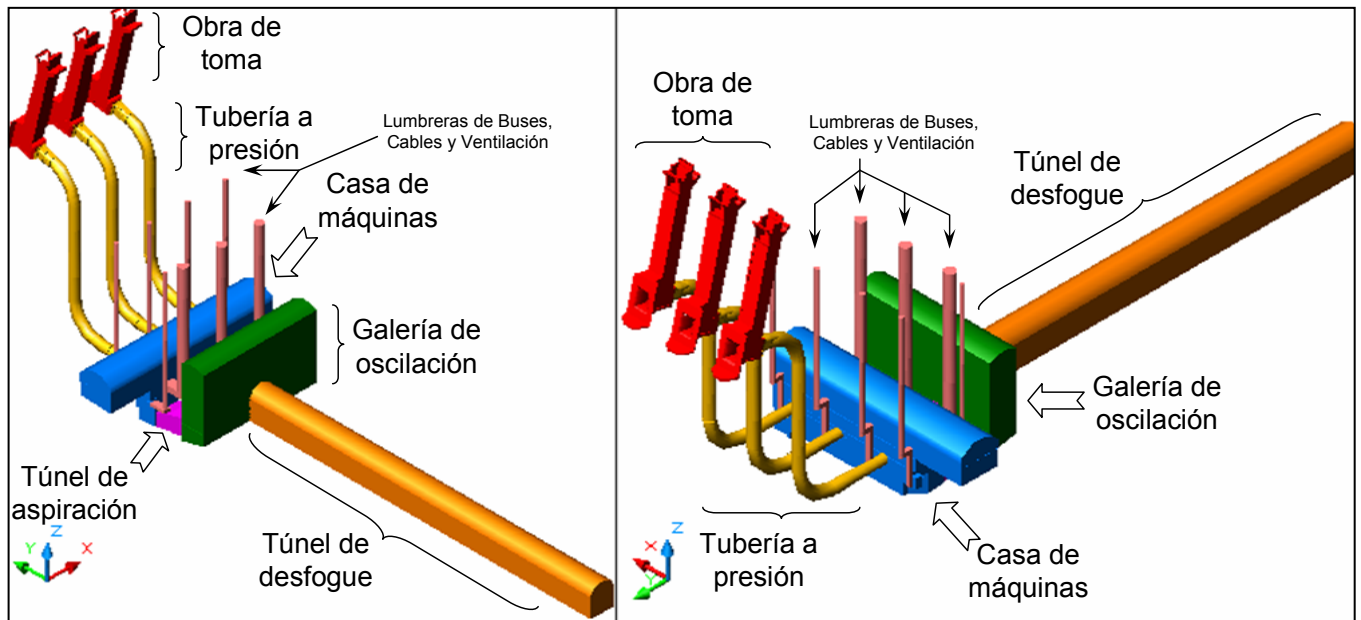


Figura 3.16. Vista en isométrico de la casa de maquinas, obra de toma y desfogue.

CAPITULO 4.

ESQUEMA CONSTRUCTIVO.

Objetivo

“Presentar el esquema constructivo y los riesgos a los que estará expuesto el PH La Parota, incluyendo los posibles daños y costos que se generen.”

ESQUEMA CONSTRUCTIVO.

4.1. Definición del esquema

Para conocer el esquema que se definió el proceso de construcción del P.H. La Parota es necesario conocer el programa de construcción de la obra, el cual se muestra en el capítulo 3 (figura 3.5). Las estructuras más importantes que integran el P.H. La Parota son: Obra de desvío, Obra de contención, Obra de generación, Obra de excedencias y Obras asociadas, aquí se tratará únicamente de las estructuras que integran la obra de Desvío. El arreglo de la obra de desvío para las distintas alternativas consta de: Preatagüa aguas arriba, Atagüa aguas arriba, Atagüa aguas abajo y túneles de desvío. La principal condicionante para el tiempo de construcción de la obra de desvío es el tamaño de la atagüa, por lo que en la tabla 4.1 se indican varias alturas de la misma y el tiempo para construirlas, se considera que se pueden colocar 130,680 m³/mes.

Altura de Atagüa (m)	Volumen (m ³)	Tiempo de construcción (meses)
76.30	1,133,000	8.7
82.00	1,549,886	11.8
87.00	1,557,562	11.9

Tabla 4.1. Altura de atagüas y su tiempo de construcción.

Los conceptos principales que definen el costo de la obra de desvío son las dimensiones del túnel y la altura de la atagüa y preatagüa; para los costos en millones de pesos que se presentan más adelante se tomaron los usados por la CFE para el P.H. El Cajón.

4.1.1 Alternativas analizadas para el P.H. La Parota

Para el P.H. La parota se analizaron tres alternativas, las cuales se presentan a continuación:

En las tres alternativas se cuenta con una preatagüa aguas arriba, en el caso de la cortina de enrocamiento con núcleo de arcilla (ENA) la preatagüa está integrada a la atagüa aguas arriba y su corona llega a la elevación 33 msnm., mientras que para los casos de enrocamiento con cara de concreto (ECC) y enrocamiento con cara de concreto nueva (ECC NVA), dicha preatagüa se encuentra separada de la atagüa y su corona llega a la elevación 35.85 msnm.

En los tres casos, las atagüas aguas arriba se encuentran integradas a la cortina; la diferencia reside en que para la alternativa ENA la corona tiene 10 m de ancho a la elevación 76 msnm y taludes 2:1 aguas arriba y 1.8:1 aguas abajo; con volumen de 1,133,000.00 m³. En la alternativa ECC la corona tiene un ancho de 36.4 m. a la elevación 82 msnm. con taludes 1.5:1 en ambas caras, incrementando el volumen de la misma a 1,549,886.00 m³, además de que por estar integrada a la cortina se deberá colocar concreto en su cara aguas arriba. Mientras que en la alternativa ECC NVA, la corona tiene un ancho de 10.00 m. a la elevación 87.00 msnm, con taludes 1.5:1 en ambas caras y un volumen total de 1, 557,562.00 m³.

La ataguía aguas abajo se encuentra integrada a la cortina para las tres alternativas, no varió su elevación a la 43 msnm. ni la distribución de los materiales, aunque debido a que los taludes de la cortina de ENA, ECC y ECC NVA cambian, el volumen de la ataguía cambió en el orden de 188,972.00 m³, 196,517.00 m³ y 210,135.00 m³. respectivamente. Otro factor por lo que el volumen de esta estructura varía es el ancho de la corona, en la alternativa ENA es de 35.00 m de ancho de corona con taludes de 1.5:1 y 2:1, aguas arriba y aguas abajo respectivamente; en ECC la corona es de 41.50 m. y los taludes de 1.4:1 en ambas caras; para la alternativa ECC NVA la corona tiene 45.50 m. de ancho y taludes de 1.4:1 y 2.5:1 aguas arriba y aguas abajo.

4.1.2. Enrocamiento con núcleo de arcilla.

Los túneles de desvío de la cortina ENA están conformados por un túnel corto de predesvío y dos túneles largos de desvío. El primero se caracteriza por su longitud de 376.00m. y sección pequeña (8x8m), éste sólo se usaría para desviar el río mientras se construye la ataguía aguas arriba y se terminan los túneles de desvío 1 y 2, que son de una sección mayor (16x17m), y longitud de 610.00 y 673.00 m, respectivamente. Este arreglo se muestra en la figura 4.1.

4.1.3. Enrocamiento con cara de concreto.

En la alternativa ECC se pretenden construir tres túneles de desvío, el primer túnel de desvío de sección de 10x10m. y con una longitud tal que libre toda la zona de la cortina; de esta manera se reducen las secciones de los túneles 2 y 3 (14x14m), y longitud de 650.00 y 702.00m respectivamente, como se muestra en la figura 4.2.

4.1.4. Enrocamiento con cara de concreto nueva.

Por último, en el nuevo arreglo, ECC NVA se conserva la premisa de utilizar los tres túneles para desviar el río durante toda la construcción del proyecto pero estos se han optimizado, se ha conservado la sección del túnel de predesvío que ahora se le llama túnel No. 1 (10x10m.) y su longitud se ha reducido a 571.00 m, en los túneles 2 y 3 la sección aumentó ligeramente a 15x15m, pero se reduce la longitud 594.00 y 618.00m respectivamente. Esta alternativa se muestra en la figura 4.3



Figura 4.1. Arreglo general de la Obra de desvío para alternativa ENA en el P.H. La Parota

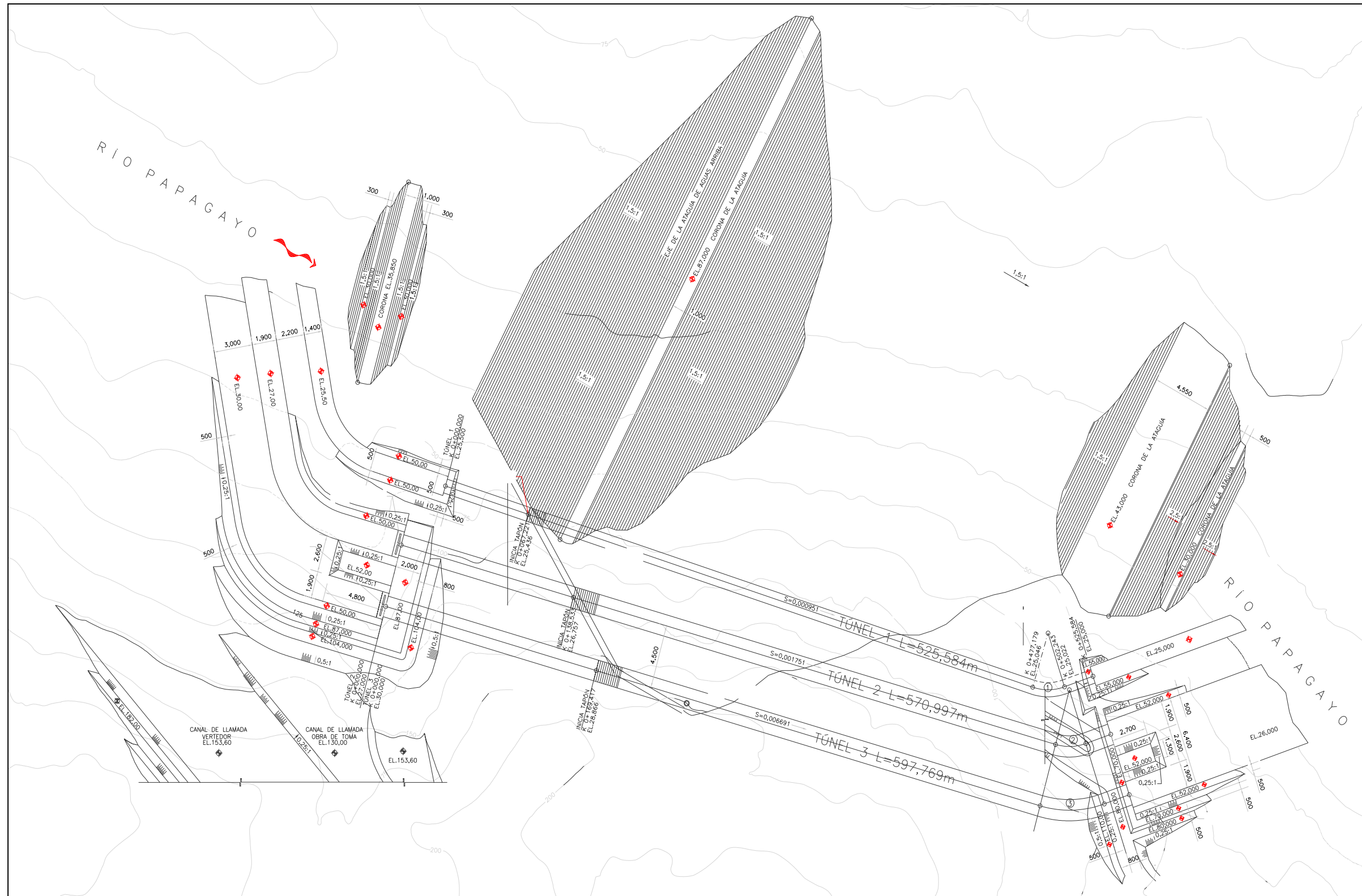


Figura 4.3. Arreglo general de la Obra de desvío para alternativa ECC NVA en el P.H. La Parota

4.2. Daños potenciales

Los daños potenciales influyen en la selección del tamaño más conveniente de la obra de desvío, ya que la selección de esta obra está en función de los daños que podrían producirse en el caso de una eventual falla por desbordamiento. Dichos daños se producirían tanto en la preatagüa o atagüa, así como en la cortina (de acuerdo a el avance en al construcción), provocándose con esto un retraso en el inicio de la operación de la planta y costos adicionales por la suspensión de la obra. Como ejemplo, los valores estimados por cada uno de estos conceptos para el P.H. El Cajón y que se tomaron como base para realizar el análisis del P.H. La Parota fueron los siguientes:

- a) Por un año de retraso en la entrada en operación de la planta se estimó un costo de \$1,100 millones, así como daños diversos estimados en \$435,5 millones
- b) Atagüa. Con la relación entre la altura de atagüa y su volumen, y considerando en costo de \$137/m³ como máximo se construyó la tabla 4.2 que muestra la relación entre la altura, el volumen y el costo de la atagüa.

Altura de la Atagüa (m)	Volumen (millones de m ³)	Costo (millones de \$)
45.50	0.58	79.5
48.50	0.66	90.5
57.00	0.83	113.8
63.00	1.00	137.1

Tabla 4.2. Altura de Atagüas y su costo para el P.H. El Cajón

- c) Cortina. Para los volúmenes y alturas correspondientes a las distintas etapas de construcción de la cortina del P.H. El Cajón, como se señala en la tabla 4.3

Temporada de avenidas	Volumen (millones de m ³)	Elevación de cortina (m)	Costo (millones de pesos)
2004	1.51	261	207
2005	7.20	302	987
2006	10.80	376	1480

Tabla 4.3. Volúmenes y alturas de cortina y su costo para el P.H. El Cajón

4.2.1 Determinación del periodo de diseño óptimo

El periodo de retorno de diseño óptimo se determinó con base en la naturaleza probabilística de los de los eventos hidrológicos y al daño que resultaría si se presenta una falla. A medida que el periodo 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 periodo de retorno de diseño que tenga los menores costos totales, nuevamente como ejemplo, se muestran los datos del P.H. El Cajón en la tabla 4.4.

(Datos obtenidos del informe final de los estudios hidrológicos e hidráulicos del P.H. El Cajón)

Tr	Costo de daño esperado (millones de pesos)	Costo de las estructuras (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
20	126.8	172.8	299.6
50	51.7	202.6	254.3
100	31.2	220.2	251.4

Tabla 4.4. Periodo de retorno y costo total de daños para la OD del P.H. EL Cajón

4.3. Análisis de costos

Para realizar el análisis de costos de la obra de desvío es necesario tener en cuenta algunas cosas que la hacen distinta a las realizadas en otros proyectos. En primer lugar, la ataguía será parte del cuerpo de la cortina, por lo cual se tendrá que construir una preataguía, esto reducirá el costo final de la obra. ya que no se tendrá la necesidad de colocar material que una vez terminado el proyecto se quedará sin ningún uso, debido a este proceso se construirá únicamente un túnel para el desvío del río al inicio del proyecto, (para la alternativa de ENA el túnel de inicio se proyecto solo para librar la zona de la ataguía) por dicho túnel se desviará el gasto esperado en la época de estiaje del río, una vez terminada la ataguía se encontrarán funcionando los 3 túneles que tendrá ésta y así poder transitar los gastos que podrían presentarse durante la etapa de construcción de la cortina.

4.3.1 Selección de dimensiones de túneles para cada periodo de retorno

Se analizará para cada alternativa la mejor combinación de secciones de los túneles con la altura de ataguía correspondiente, así como sus costos asociados. Para la evaluación de los costos de los túneles y ataguía se considero un precio unitario de \$864/m y \$83.67/m³ respectivamente.

- a) Para la alternativa de ENA se analizó el costo total de los túneles para el desvío del río y del material para la construcción de la ataguía, los resultados se muestran en la tabla 4.5.

Sección portal (mxm)	Altura (m)	Costo túneles (pesos)	Costo Ataguía (pesos)	Costo total (pesos)
8x8, 16x16 y 17x17	76.00	289,019,312.00	94,798,110.00	383,817,422.00

Tabla 4.5. Costos para la OD de la alternativa ENA.

- b) Para la alternativa de ECC se analizó el costo total de los túneles para el desvío del río y del material para la construcción de la ataguía, los costos obtenidos se muestran en la tabla 4.6.

Sección portal	Altura (m)	Costo túnel (pesos)	Costo Ataguía (pesos)	Costo total (pesos)
10x10 y 2(14x14)	71.50	248,812,630.99	129,678,961.62	378,491,592.61

Tabla 4.6. Costos para la OD de la alternativa ECC.

c) Para la alternativa de ECC NVA se analizó el costo total de los túneles para el desvío del río y del material para la construcción de la ataguía, los costos obtenidos se muestran en la tabla 4.7.

Sección portal	Altura (m)	Costo túnel (pesos)	Costo Ataguía (pesos)	Costo total (pesos)
10x10 y 2(15x15)	80.37	243,265,498.88	130,321,212.54	373,586,711.42

Tabla 4.7. Costos para la OD de la alternativa ECC NVA

De las 3 alternativas analizadas la más económica y por lo tanto la más conveniente es la de ECC NVA.

4.4. Esperanza de daños

Para determinar el daño esperado se multiplica el costo del daño por la probabilidad de falla, en donde:

$$P_{falla} = \left(\frac{1}{Tr} \right)$$

y por lo tanto:

$$D = P_{falla} * costo \cdot del \cdot da\tilde{no}$$

a) Por retraso en la obra.

El daño esperado por retraso en la obra se obtuvo multiplicando, para cada año calendario, la probabilidad de falla por el costo de retraso, nuevamente tomando como referencia el P.H. EL Cajón para cada gasto considerado en el diseño de la obra de desvío, se considera un costo potencial de \$1 535,5 millones.

En las siguientes 4 tablas el daño esperado D está expresado en millones de pesos.

Q max dis	Tr	Primer año		Q max dis	Tr	Segundo año		Total
m ³ /s	años	P. falla	D	m ³ /s	años	P falla	D	D
538	50	0.02	30.7	12 986	159	0.0063	9.65	40.35

Tabla 4.8. Periodo de retorno vs. costo daño esperado por retraso en la obra

b) Por destrucción de la preatagüa y atagüa

Q dis m³/s	Tr años	P. falla	altura m	costo Mill. de \$	D Mill. de \$
538	50	0.02	35.85	5.00	0.10
12 986	159	0.0063	87	130.30	0.82

Tabla 4.9. Período de retorno vs. costo daño esperado por destrucción de preatagüa y atagüa

c) Por destrucción de la cortina; costo primer año (h = 58m, V = 2,821,665.00m³, costo=175,084,313.25millones) ; 2do año (h = 97.5m, V = 7,340,965.00m³, costo=455,506,878.25millones), de acuerdo con el programa de construcción.

Q dis m³/s	Tr años	Primer año		Tr años	Segundo año		Total D
		P. falla	D		P falla	D	
12 986	159	0.0063	1.10	159	0.0063	2.86	3.97

Tabla 4.10. Periodo de retorno vs. costo daño esperado por destrucción de la cortina

En resumen, el costo del daño esperado total será la suma de todos los conceptos considerados.

Q dis	Tr	D
538	50	30.80
12 986	159	46.24

Tabla 4.11. Resumen período de retorno vs. costo daño esperado

Q dis m³/s	Tr	Costo de daño esperado (millones de pesos)	Costo de las estructuras (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
12 986	159	46.24	373.58	419.83

Tabla 4.12 Periodo de retorno vs. costo total.

Como conclusiones se pueden dar las siguientes:

De acuerdo con el análisis previo, la combinación de menor costo total corresponde a un periodo de retorno de 159 años con una obra que considera una Preatagüa de 36m, una atagüa de 87m. de altura y un túnel de sección portal de 10x10 y 2 de 15x15.

También hay que tomar en cuenta otros aspectos relevantes en la toma de decisión, con respecto a la altura de la atagüa y a las dimensiones de los túneles de desvío. Como los

aspectos geológicos, la operación como desvío en función de la altura de la ataguía, la operación como desagüe para desazolvar y el que la CFE cuente con los equipos adecuados que se pueden reutilizar como obturadores y compuertas de cierre.

Por las razones anteriores y considerando que los aspectos de seguridad en este tipo de proyectos tienen una importancia capital, el diseño de los túneles de desvío se llevó a cabo para una dimensión de 10x10 y 2 de 15x15. Así mismo la ataguía tendrá una altura de 87 m. que corresponde a un periodo de retorno de 159 años y no a la de 100 años que es de menor costo, de acuerdo con al combinación de conceptos considerados para la elección del diseño óptimo.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RIESGO

Objetivo

“Presentar el esquema constructivo y los riesgos a los que estará expuesto el P. H. La Parota, incluyendo los posibles daños y costos que se generen.”

ANÁLISIS DE RIESGO

5.1. Aspectos generales

En la práctica general de la ingeniería, las obras de desvío se diseñan desde el punto de vista hidrológico con periodos de retorno que oscilan entre los 30 y 50 años para las presas de tierra y enrocamiento (Marengo, 2005). En una revisión realizada por Marengo (2005), se constató que, en la mayoría de los casos en los que han ocurrido fallas en las obras de desvío, los niveles de seguridad adoptados fueron solamente una pequeña fracción de los requeridos, en comparación con los que se consideraron al término de la construcción de la presa.

Los aspectos relevantes del por qué se le da poca importancia a la seguridad de las presas durante la construcción (Marengo, 2005), son:

- a) Tradicionalmente se consideran solamente los daños que podrían suceder aguas abajo de la zona de construcción de la presa. Sin embargo, también deberían de considerarse los daños ocasionados a las propias estructuras y la pérdida económica por energía no generada, cuando éste sea el propósito de la presa y los daños causen retrasos en la misma.
- b) En muchas ocasiones, los daños causados se consideran responsabilidad del constructor, sin importar las consecuencias.
- c) Hay una noción irracional de que la avenida máxima de diseño no se puede presentar debido al corto periodo de tiempo que dura la construcción, lo cual es una mala consideración; únicamente es poco probable que durante el tiempo de construcción no se presente la avenida máxima de diseño.

Por lo anterior, se puede decir que las obras de desvío deben diseñarse y construirse de tal manera que las avenidas pasen a través de ellas sin que se afecte su funcionamiento hidráulico de manera significativa y que no se produzcan graves daños en ella, para que la población aguas abajo de la presa y las estructuras de la zona de construcción queden protegidas.

5.1.1. Generalidades sobre los análisis de riesgo

Para realizar el diseño de obras de desvío se determinan primero ---por medio de los gastos máximos históricos--- los gastos que mejor se ajusten a una distribución de probabilidad teórica (ya sea Gumbel, lognormal, etc.), y estimar por extrapolación los caudales asociados al periodo de retorno seleccionado. Una vez realizado lo anterior, se proponen de entre varias opciones de obras de desvío la más adecuada para cada caso (Marengo, 2004). Para el P.H. La Parota se eligió un modelo de tres túneles de desvío con una ataguía aguas arriba integrada a el cuerpo de la cortina; el siguiente paso es calcular el funcionamiento hidráulico del conjunto para obtener las curvas de elevaciones y los gastos de los túneles funcionando como tubo lleno y como canal para cada alternativa; después, se transitan las

avenidas asociadas al periodo de retorno seleccionado con una forma dada de hidrograma, y se obtienen el gasto máximo de descarga y la elevación máxima aguas arriba. Una vez realizado lo anterior se hace entonces la evaluación económica de cada alternativa y, finalmente, se selecciona la opción que proporcione el costo total más bajo.

El funcionamiento hidráulico de los túneles de desvío se divide en dos zonas: una para la zona como tubo lleno y otra para la zona como canal. Una vez que se ha determinado el gasto que pasa por el río y el gasto que pasa por los túneles ---y se calcula la elevación que se presenta en el embalse---, se puede establecer la altura que deberá de tener la ataguía y la confiabilidad que estará asociada a dicha elevación.

Para realizar la aplicación de la teoría de confiabilidad, se debe establecer una función que permita determinar las elevaciones a partir de los gastos de descarga, tomando como base el funcionamiento hidráulico de los túneles. Posteriormente, usando el tránsito de avenidas asociado a un hidrograma, se obtendrán los gastos correspondientes para determinar una función que, con base en los gastos de entrada al vaso, se obtengan los gastos máximos de descarga. Relacionando las dos funciones anteriores, se llega a una función que tome en cuenta los gastos de entrada al vaso y obtenga la elevación máxima en el embalse. La función anterior permitirá obtener la función de confiabilidad, considerando una elevación supuesta de la ataguía aguas arriba. Se dará solución al sistema por medio de los métodos de análisis del segundo momento y el tradicional, para obtener las probabilidades de no falla y así tener el análisis de riesgo de la obra de desvío y poder realizar una comparación.

En la ingeniería, el análisis de riesgo se utiliza como una herramienta para diseñar, y/o evaluar una solución propuesta al diseño estudiado, en caso de que tenga probabilidades de no funcionar correctamente o de falla.

Según el ICOLD (1995), se define como falla o ruptura:

- El colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua, al resultado de una liberación de grandes cantidades de agua, imponiendo riesgos a las personas y propiedades aguas abajo.

Y se pueden agrupar en 2 tipos:

Falla estructural: es un daño o cambio en la estructura física del sistema, que lo inhabilita para funcionar como se desea.

Falla de funcionamiento: en este tipo de falla no se altera la estructura del sistema, sino más bien se excede el límite del funcionamiento del mismo. (F. Ferrer, 1996)

Los eventos de falla ocurren cuando las demandas o cargas son mayores que la capacidad de suministro del sistema.

Un evento de falla está asociado a una probabilidad llamada riesgo, la cual se ha definido de las siguientes maneras:

- La probabilidad de falla.
- El recíproco del tiempo esperado antes de la falla (periodo de retorno para nuestro caso).
- El costo esperado de la falla
- El costo real asociado a la falla.

En el campo de la ingeniería hidráulica, el funcionamiento correcto de un sistema hidráulico (y, en nuestro caso también hidroeléctrico) dependerá de muchos factores, cada uno de los cuales, por sus características, tiene su propia incertidumbre:

- Incertidumbres naturales, asociadas con variaciones aleatorias, temporales e inherentes a procesos naturales.
- Incertidumbres en el modelo que refleja la incapacidad de simular o diseñar técnicas para representar el comportamiento verdadero del sistema.
- Incertidumbres en la información, como pueden ser errores e imprecisiones de las mediciones, un sistema de medición insuficiente y errores en la transcripción y manejo de la información.
- Incertidumbres operacionales, como aquéllas que tienen que ver con la construcción, manufactura, deterioro, mantenimiento y otros factores humanos que no se tomaron en cuenta para el diseño del proyecto.

Debido a que no pueden tomarse en cuenta todas las incertidumbres, el análisis de riesgo no podrá conocerse con exactitud. Debido a esto, la representación o simulación se vuelve sumamente complicada. Debido a lo anterior, el análisis de riesgo se realiza mediante aproximaciones, que pueden ser:

- Una aproximación de la información de fallas históricas, que viene a ser una aproximación gruesa de la confiabilidad del sistema y que no requiere de información sobre la constitución y desempeño de los componentes del mismo. Es también una deducción basada en la experiencia, que no siempre puede llevarse a cabo, debido a la falta o lo inadecuado de los datos.
- Una simulación que considere el funcionamiento de cada uno de los factores, con una aproximación que combina probabilísticamente las contribuciones de los factores para calcular la confiabilidad del sistema.

Los métodos de análisis de riesgo que caen dentro de la segunda categoría son: el de integración directa, el de Montecarlo y del segundo momento. Cheng (1982) revisó estos métodos y apuntó lo siguiente: “el método de integración directa requiere de conocer las funciones de densidad de probabilidad de los parámetros, las cuales rara vez se conocen en realidad. Aún si éstas fueran conocidas, su combinación para un sistema complicado y su subsiguiente integración numérica para el cálculo del riesgo total es difícil de tratar matemáticamente”. El método de simulación de Montecarlo es muy flexible y puede ser usado para resolver una gran variedad de problemas; sin embargo, tiene la desventaja de que su cálculo es difícil para lograr el nivel deseado de exactitud cuando el número de variables es grande y el riesgo es pequeño. Para nuestro caso, se usará el método del segundo momento estadístico.

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

- La técnica es sencilla en su formulación y es flexible para aplicarla prácticamente a cualquier sistema.
- Permite considerar todos los parámetros que se requieran, ya que se puede tomar en cuenta las incertidumbres de algunos de ellos o de todos los parámetros del sistema.

- Toma en cuenta las incertidumbres explícitamente.
- El requerimiento de información es flexible y no muy demandante, ya que sólo necesita de la media y la variancia de los parámetros, y no necesariamente su función de distribución, aunque ésta puede usarse.
- El riesgo de todo el sistema puede ser estimado con pocos cálculos computacionales.
- Proporciona información acerca de la importancia relativa de los parámetros analizados.

5.2. Datos para la realización del análisis de riesgo

A continuación se muestran, en las tablas de la 5.1 a la 5.3, los datos que se usaron para obtener la función de confiabilidad para la obra de desvío del P.H. La Parota. Con estos datos se modeló una ecuación de correlación para obtener el riesgo de falla por medio de datos proporcionados por CFE.

TR	Elevaciones para Q máx. de avenidas (jul-nov)	Q máx de avenidas (jun- nov)	Elevaciones para Q máx. de estiaje (dic-may)	Q máx. de estiaje (dic- may)
2	31.84	550.12	28.47	155.45
5	43.38	3 154.22	30.11	257.03
10	51.29	5 124.15	31.34	465.25
20	59.07	6 941.00	32.05	584.96
50	71.54	9 765.00	32.56	671.31
100	80.37	11 744.00	32.90	728.76
200	88.88	13 438.02	33.23	783.88
500	97.91	16 314.00	33.65	855.39

Tabla 5.1. Tr-Elevaciones para un túnel de sección 10 x 10 m y 2 túneles de 15 x 15 m, con sus respectivos gastos (CFE, 2005).

Secciones	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Qt	E
10 x 10 y 2 de 15 x 15	150	100	0	250	30
	600	1000	600	2200	40
	900	1850	1750	4500	50
	1050	2200	2150	5400	55
	1200	2500	2500	6200	60
	1400	3050	3050	7500	70

Tabla 5.2. Gastos de cada túnel, gasto total y elevación en el embalse para la obra de desvío (CFE, 2005).

Sección	Tr	Elevación (msnm)	Q entrada	Q salida
1 de 10x10 y 2 de 15x15	2	31.84	550.02	540.09
	5	43.38	3,154.12	3,029.74
	9	50.00	4,750.00	4,527.99
	10	51.29	5,124.05	4,758.82
	25	63.02	7,728.00	6,600.00
	1984	66.74	9,238.00	7,087.00
	50	71.54	9,765.00	7,680.06
	1967	75.03	11,647.00	8,072.00
	100	80.37	11,773.90	8,644.19
	171	86.98	13,192.71	9,246.84
	200	88.88	13,637.92	9,420.45
	250	91.26	14,272.09	9,637.71
	500	97.91	16,314.39	10,244.41

Tabla 5.3. Tr-elevaciones para un túnel de 10 x 10 y dos de 15 x 15(CFE 2005).

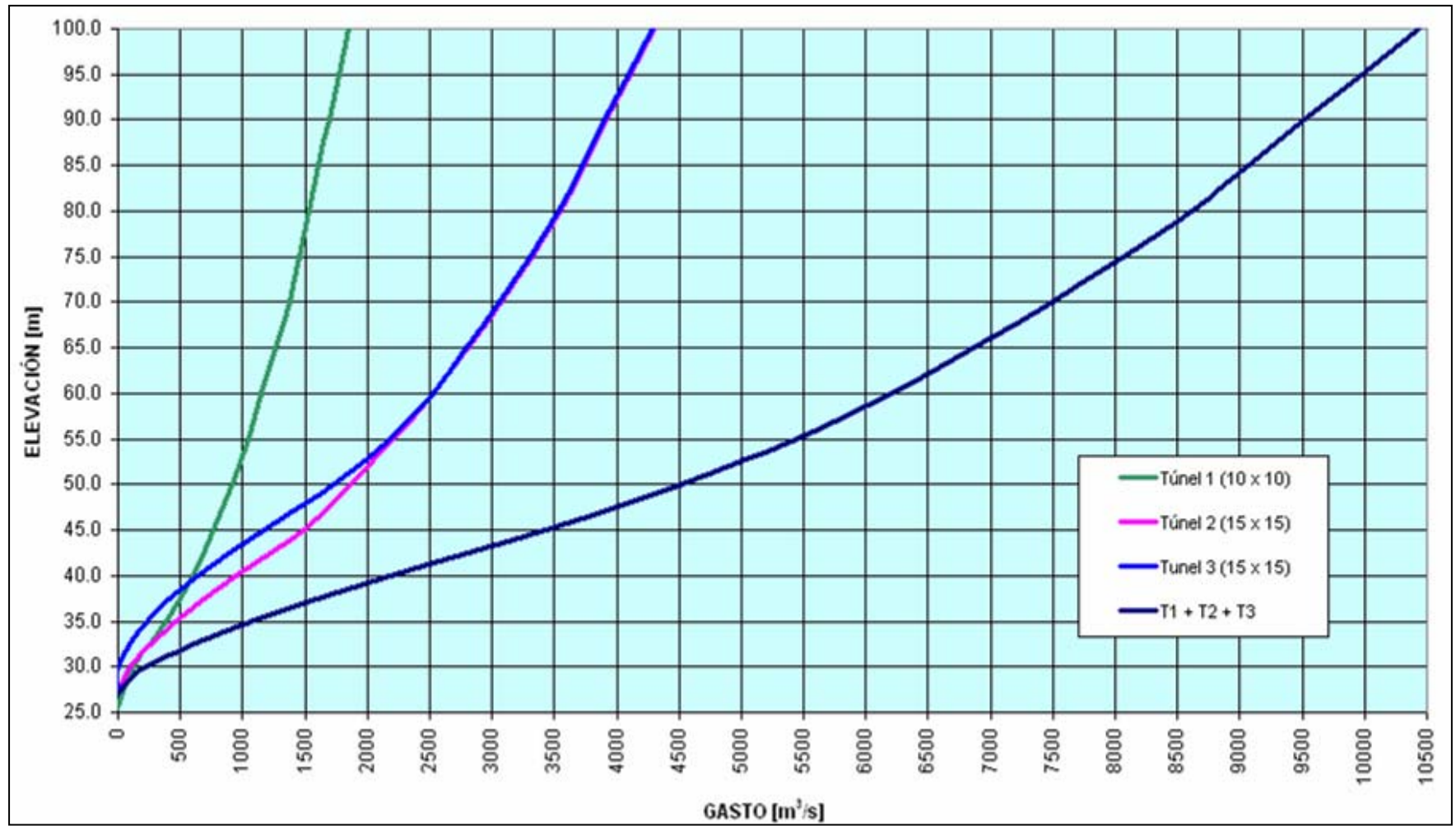


Figura 5.1. Relación gasto-elevaciones para los tres túneles de la obra de desvió (CFE, 2005).

5.2.1. Determinación de la avenida de diseño

Como se vio en el capítulo 2, para la determinación de la avenida de diseño se tomaron como base los datos hidrológicos de los gastos máximos históricos que se han presentado en el sitio (tabla 5.4), se hizo un ajuste de los datos a diferentes distribuciones de probabilidad y se calculó el error cuadrático para cada una de ellas.

AÑO	GASTO (m3/s)	AÑO	GASTO (m3/s)	AÑO	GASTO (m3/s)	AÑO	GASTO (m3/s)
1962	1201	1972	1591	1982	1324	1992	1507
1963	2632	1973	7333	1983	1336	1993	3149
1964	1888	1974	7521	1984	9238	1994	662
1965	921	1975	1998	1985	1227	1995	1079
1966	659	1976	5419	1986	1579	1996	3001
1967	11653	1977	1532	1987	1353	1997	3925
1968	767	1978	1460	1988	2133	1998	1710
1969	2150	1979	2140	1989	2585	1999	1511
1970	2510	1980	1760	1990	1445	2000	2110
1971	1034	1981	4447	1991	1885	2001	859

Tabla 5.4. Resumen de gastos máximos anuales registrados en la E.H. La Parota.

FUNCIÓN	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2	3	2	3
Normal	8,801.6		8,801.6	
Lognormal	4,648.6	4,954.3	6,374.6	7,566.4
Gumbel	6,329.9		8,179.9	
Exponencial	4,554.0		4,387.0	
Gamma	4,949.6	4,501.0	6,712.7	11 111.00
Doble Gumbel	2,480.1			

Tabla 5.5. Errores cuadráticos de funciones de probabilidad.

Como resultado de la aplicación de la metodología descrita en el capítulo 2, se observa que el gasto pico estimado para el Tr de 10,000 años es de 28,133 m³/s, mientras que para el Tr de 100 años el gasto pico es de 14,429 m³/s, en esto se usó una distribución Doble Gumbel por ser la que menor error cuadrático presento con un valor de 2480.1 (Tabla 5.5), calculado a partir del programa AX desarrollado por el CENAPRED.

5.2.2. Tránsito de avenidas por un vaso

Para realizar el tránsito de una avenida por un vaso se sigue el procedimiento descrito por (Marengo, 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 con respecto al 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.

Por 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 5.2, antes del tiempo t_0 el hidrograma de entrada a la presa era igual al de salida, pero 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.

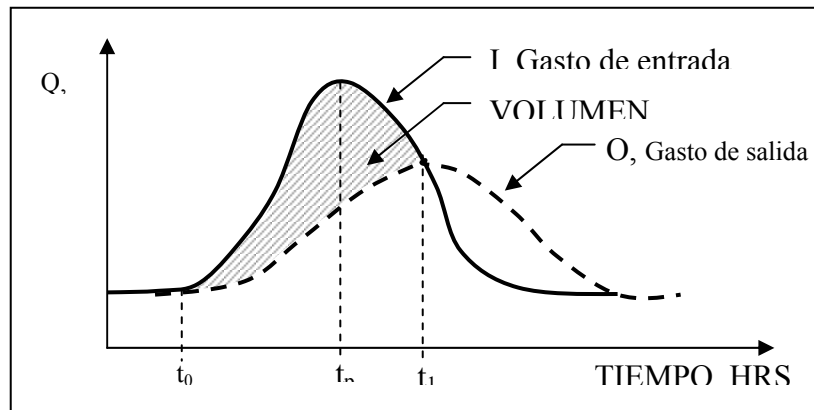


Figura 5.2. Comportamiento del gasto de entrada y del gasto de salida durante el tránsito de una avenida por un vaso.

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

$$\frac{dV}{dt} = I - O \dots\dots\dots (5.1)$$

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 (5.1) de t_0 a t_1 y se obtiene el volumen total almacenado:

$$\text{Volumen almacenado} = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt \dots\dots\dots(5.2)$$

5.3 Funcionamiento hidráulico de los túneles de la obra de desvío

Se debe realizar el análisis hidráulico de los túneles como canal y como tubo lleno para poder establecer las ecuaciones de su comportamiento y así llevar a cabo el análisis de confiabilidad.

5.3.1. Funcionamiento hidráulico de los túneles como tubo lleno

Para el funcionamiento como tubo lleno (Morales, 2006), se plantea la ecuación de la energía entre la entrada y la salida de los túneles de la obra de desvío, estableciéndose para cada uno de ellos dicha ecuación a partir de la figura 5.3.

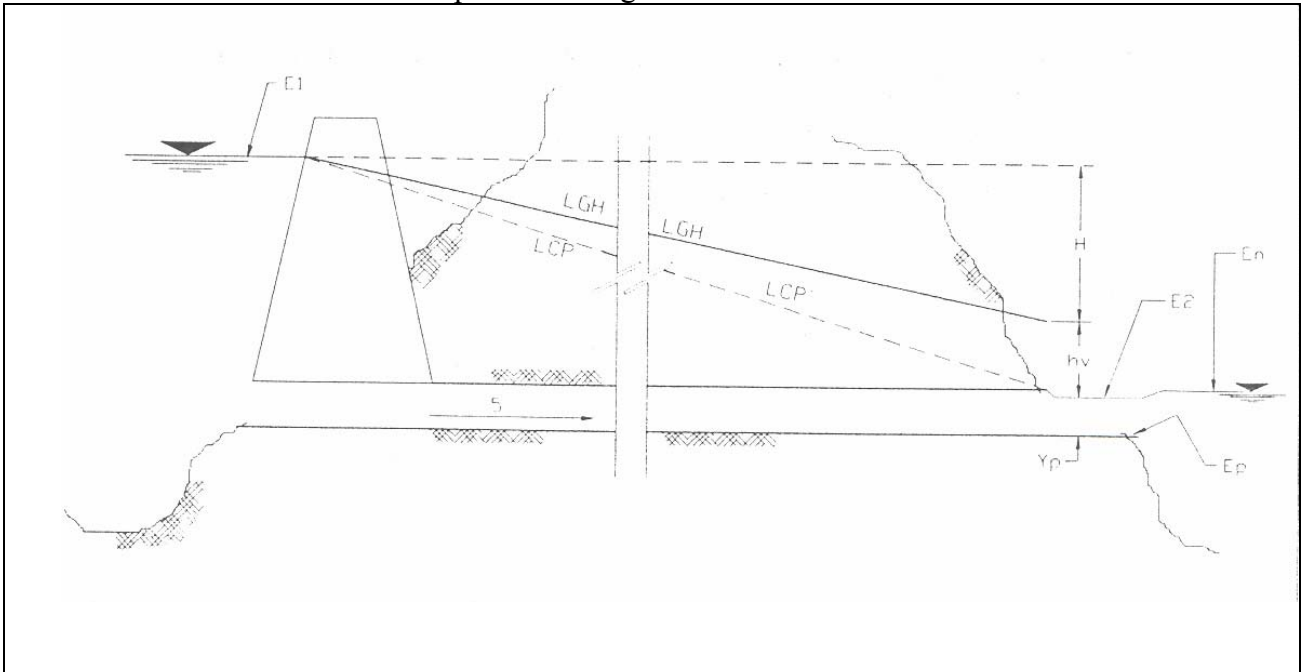


Figura 5.3. Corte esquemático de una obra de desvío.

$$E = Y_p + \frac{V_s^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h + E_p \dots\dots\dots (5.4)$$

donde:

E = elevación del embalse.

Y_p = tirante a la salida de los túneles.

$\frac{V^2}{2g}$ = carga de velocidad a la salida de los túneles.

Δh = Suma de pérdidas de carga entre la entrada y la salida de túneles.

E_p = elevación de la plantilla a la salida de cada túnel.

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

$$Q_{rio} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots\dots\dots Q_n$$

donde:

Q_{rio} = Gasto total a desviar por el río.

Q_1 = Gasto total a desviar por el túnel 1.

Q_2 = Gasto total a desviar por el túnel 2.

Q_3 = Gasto total a desviar por el túnel 3.

Q_n = Gasto total a desviar por el túnel n.

Teniéndose tantas incógnitas como ecuaciones haya.

5.3.1.1. Elementos geométricos

Los elementos geométricos se tomarán con las siguientes relaciones para una sección baúl, como la mostrada en la figura 5.4.

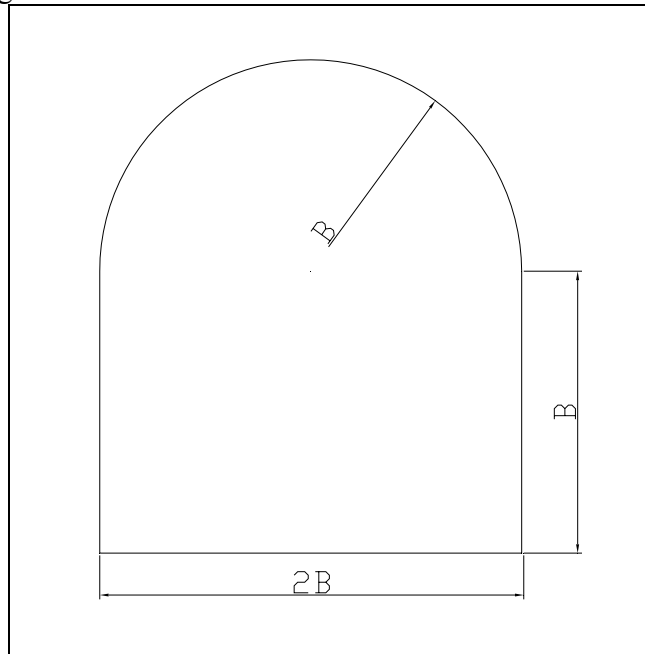


Figura 5.4. Geometría de la sección baúl.

El área de la sección es:

$$A_h = B^2 \frac{4 + \pi}{2} = 3.5708B^2 \dots\dots\dots (5.5)$$

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

Igualando las ecuaciones.

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

$$\Rightarrow D_e = 2.132 B \dots\dots\dots (5.6)$$

El perímetro mojado será:

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

$$P_m = 7.1416 B \dots\dots\dots (5.7)$$

Y el radio hidráulico queda como:

$$R_h = \frac{A_h}{P_m} = \frac{B^2 \frac{7.1416}{2}}{7.1416B} = \frac{B}{2} \dots\dots\dots (5.8)$$

Con las ecuaciones anteriores se determinan los elementos para poder evaluar las pérdidas de carga.

5.3.1.2. Perdidas de carga en los túneles

En los túneles de desvío se construyen estructuras que permiten colocar obturadores para el cierre final de la obra y realizar el llenado del embalse. Estas estructuras consistirán en una contracción, ranuras para las compuertas de obturadores y una ampliación, de tal manera que se presentan pérdidas de energía locales que afectan el flujo en los túneles.

Las pérdidas a considerar son (Sotelo. 1979):

Entrada:

$$\Delta h_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad \text{considerando } K_e = 0.5$$

$$\Delta h_e = 0.5 \frac{V^2}{2g}$$

Contracción:

$$\Delta h_{con} = K_{con} \frac{V^2}{2g}$$

Ampliación (Difusor):

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

Ranuras:

Según la fórmula de Weisbach – Masonyi.

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

donde

$$\alpha = 0.63 + 0.37\beta^3$$

$$\beta = \frac{Bh}{Bh + 2y + xB}$$

Cambios de dirección:

Se usa para esto la fórmula de Hoffmann.

$$\Delta h_c = k_c \eta \frac{V^2}{2g} = K_c \frac{V^2}{2g}$$

donde k_c depende de R/D y η del ángulo de deflexión de al curva.

Fricción:

Por ser la mas usual se tomará la fórmula de Manning.

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

al sustituir en al ecuación de la energía (5.4) (Marengo, 2006) entre la entrada y la salida de los túneles, se llega a una ecuación que queda:

$$E = Y_p + \frac{V_s^2}{2g} \left(1 + \frac{2gn^2L}{R^{4/3}} + K_C + K_{ran} + K_e + K_{dif} + K_{CON} \right) + E_p \dots\dots\dots (5.9)$$

y se considera que la carga piezométrica, según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACOE) está dada por:

$$Y_p = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} Q \dots\dots\dots (5.10)$$

donde:

D = diámetro equiválete.

A = área del conducto.

Q = gasto analizado.

Sustituyendo (5.10) en (5.9), usando $v= Q/A$ y usando la ecuación de continuidad para un conducto se llega a (Marengo 2004):

$$E = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g_1}} Q + \frac{Q^2}{A^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2L}{R^{4/3}} + K_C + K_{ran} + K_e + K_{dif} + K_{CON} \right) + E_p \dots\dots(5.11)$$

haciendo:

$$\alpha_1 = \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}}$$

$$\beta = \frac{1}{A^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L}{R^{4/3}} + K_C + K_{ran} + K_e + K_{dif} + K_{CON} \right)$$

Finalmente se tiene:

$$E = 1.015D_1 - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{p1} \dots \dots \dots (5.12)$$

La ecuación (5.12) debe cumplirse para cada túnel analizado, considerando que se tienen (t+1) ecuaciones, (t= numero de túneles).

Si se tienen tres túneles, el sistema de ecuaciones con el que se resuelve el problema es:

$$E = 1.015D_1 - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{p1} \dots \dots \dots (5.13)$$

$$E = 1.015D_2 - \alpha_2 Q_2 + \beta_2 Q_2^2 + E_{p2} \dots \dots \dots (5.14)$$

$$E = 1.015D_3 - \alpha_3 Q_3 + \beta_3 Q_3^2 + E_{p3} \dots \dots \dots (5.15)$$

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots \dots \dots (5.16)$$

Se observa que las incógnitas son los gastos y la elevación del embalse, por lo que se puede proceder de la siguiente manera (Ferrer, 1996):

- a) Se escoge un gasto a analizar Q.
- b) Se evalúan para cada túnel las constantes α y β ; nótese que para nuestro caso $\alpha_2 = \alpha_3$
- c) Se igualan las ecuaciones (5.13), (5.14) y (5.15) en función del diámetro equivalente de cada túnel.
- d) Con ayuda del la ecuación (5.16) se resuelve el sistema y se determinan los gastos y la elevación en el embalse.
- e) Se comprueba que la elevación E en le embalse sea mayor que la elevación de la plantilla de entrada sumada a 1.5D, ya que para elevaciones menores y hasta de 1.2D se considera que se trabaja como zona de transición y para menores a esta como canal.

5.3.2 Funcionamiento hidráulico de los túneles como canal

Para calcular el trabajo como canal de los túneles se, reconsidera que se presenta un flujo normal en ellos (Morales, 2006).

Para llevar a cabo de cálculo anterior se cuenta con:

L = Longitud del túnel a analizar
 2B= Ancho de la sección herradura
 S = Pendiente del túnel

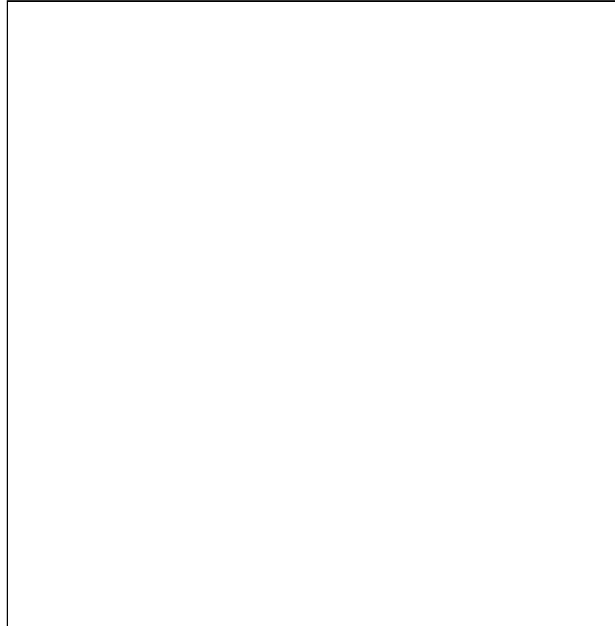


Figura 5.5. Túnel trabajando como canal(Marengo, 2005).

Utilizando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(5.17)$$

donde:

v = Velocidad del agua en el túnel.
 n = Coeficiente de rugosidad
 Rh = Radio hidráulico
 S = Pendiente del túnel

De la figura 5.5

$$Rh = \frac{by_n}{b + 2y_n} ; \quad Ah = by_n$$

y se toma la ecuación $Q = v/ A$ y al sustituirla podemos escribir la ecuación (5.17) como:

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{by_n}{b + 2y_n} \right)^{2/3} S^{1/2} (by_n) \dots\dots\dots(5.18)$$

y además se calcula el tirante crítico para el trabajo como canal con:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{b}\right)^2}{g}} \dots\dots\dots(5.19)$$

Con la ecuación de Manning y con la relación $Q= v/A$, se pueden obtener para los distintos gastos propuestos, el tirante normal y_n , la velocidad en el túnel y la carga de de velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

Para concluir con el cálculo de la elevación del agua a la entrada, que es igual a la elevación de la plantilla más el tirante obtenido y_n , más la carga de velocidad. El perfil del agua se calcula mediante el método derivado de la ecuación de Bernoulli (Figura 5.6).

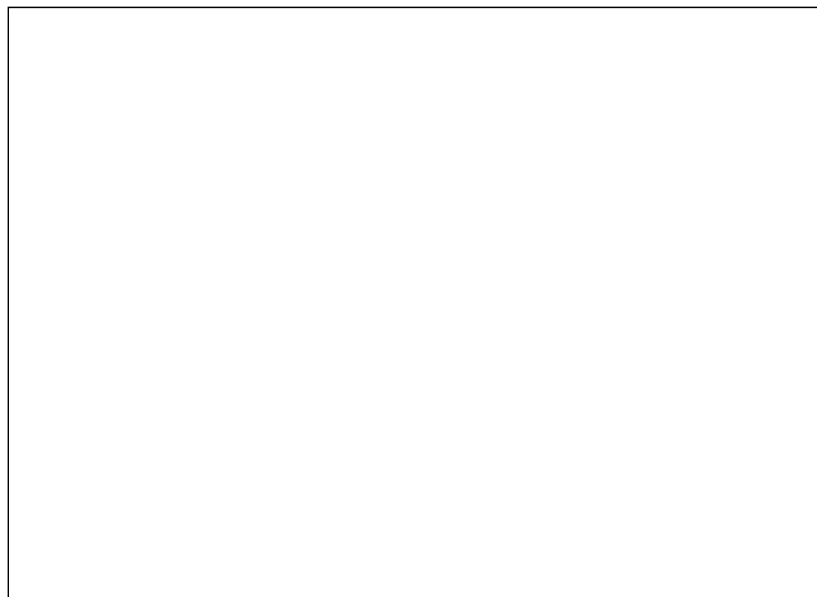


Figura 5.6. Secciones 1 - 2 para método derivado del teorema de Bernoulli.

Con el cálculo anterior se puede conocer el funcionamiento de los túneles como canal en forma independiente, pero para conocer como se comportan de manera conjunta, se pueden ajustar ecuaciones del tipo $E = a_1 Q_1^{b1}$ 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 de cumplir con al ecuación (5.17)

$$Q_{rio} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots\dots\dots Q_n \dots\dots\dots(5.20)$$

$$E = a_1 Q_1^{b1} \dots\dots\dots (5.20a)$$

$$E = a_2 Q_2^{b2} \dots\dots\dots(5.20b)$$

$$E = a_{13} Q_3^{b3} \dots\dots\dots(5.20c)$$

$$E = a_n Q_n^{bn} \dots\dots\dots(5.20d)$$

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

Con esto se puede establecer para cada gasto del río el gasto que pasa por cada uno de los túneles y la elevación del embalse que se presenta para cada uno de estos gastos.

5.4. Método del segundo momento estadístico.

5.4.1 Aplicación del segundo momento estadístico.

Para la aplicación de este método se debe usar una ecuación que modele el comportamiento del sistema bajo las condiciones que se presentarán y con las variables necesarias para que el modelo funcione correctamente, con la obtención de tres funciones de comportamiento como ya se dijo anteriormente. Primero se establecerá la ecuación de la energía entre la entrada y salida de cualquier túnel y queda como sigue:

$$E = Y_p + \frac{V_s^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h + E_p \dots\dots\dots(5.21)$$

sustituyendo los siguientes valores

$$Y_p = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} Q \dots\dots\dots(5.22)$$

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

y considerando las siguientes pérdidas

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

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

la ecuación queda:

$$E = 1.015D - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D}{g}} Q + \frac{Q^2}{2gA^2} + \left[K_{loc} + \frac{Q^2}{2gA^2} + \frac{Q^2 n^2 L}{A^2 R_h^{2/3}} \right] + Ep \dots\dots\dots(5.23)$$

Recordando que para la sección herradura:

$$A = 3.5708 B^2$$

$$R_h = 0.5 B$$

$$D = 2.1322 B$$

Se tiene

$$E = 1.015(2.1322B) - \frac{0.20}{3.5708B^2} \sqrt{\frac{2.1322B}{9.81}} Q + (1 + K_{loc}) \frac{Q^2}{2g(3.5708B^2)^2 (0.5B)^{4/3}} + Ep \dots\dots\dots(5.24)$$

Realizando operaciones:

$$E = 2.164183 B - 0.026112233 B^{-3/2} Q + 0.00945928 B^{-4} Q^2 + 0.19762518 B^{-16/3} Q^2 n^2 L + Ep \dots\dots\dots(5.25)$$

Para cada túnel se tiene una ecuación como la anterior, y como el valor de E es el mismo para cada túnel se pueden igualar dichas ecuaciones y quedar como:

$$AQ^2 + BQ_1 + C = 0$$

Al resolver esta ecuación se puede obtener una nueva que exprese el gasto que sale por el túnel 1 en función del gasto total ($Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3$).

Con dicha relación se puede expresar E en función de Q_T con una ecuación que tenga la siguiente forma:

$$E = aQ_T^2 + b Q_T + c$$

Donde los términos a, b, c involucran el ancho (B) y la rugosidad (n)

Finalmente, para tomar en cuenta el efecto de regulación del vaso, a partir del tránsito de avenidas se puede correlacionar el gasto de entrada al vaso con el gasto de salida por los túneles de donde la ecuación definitiva queda de la forma:

$$E = a'Q_T^2 + b' Q_T + c'$$

Donde los términos a' , b' , c' involucran a B y n (Marengo, 2005).

Si se supone un valor de E_E de la elevación de la ataguía. La función de confiabilidad es:

$$G(x) = E_E - E \dots\dots\dots(5.26)$$

Además de las consideraciones anteriores se debe de tener el valor de la rugosidad compuesta para túneles de sección baúl. Para esto se usó la metodología desarrollada por el Dr H. Marengo (2005) quien recientemente ha realizado investigaciones sobre este tema, la cual es la siguiente:

- 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:

$$n_c = \frac{\sum(n_i P_i)}{P_i} \dots\dots\dots (5.27)$$

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.

Siguiendo la metodología descrita se tiene para ejemplo la obtención del valor la rugosidad compuesta para el túnel 2 (Marengo, 2005):

$$n_c = \frac{\sum(n_i P_i)}{P_i} = \frac{(n_1 * P_1) + (n_2 * P_2)}{P_3} = \frac{(0.017 * 30m) + (0.020 * 23.562m)}{53.562} = 0.0183197$$

Donde

- P_1 es el perímetro del túnel recubierta con concreto hidráulico (Plantilla).
- P_2 es el perímetro del túnel recubierta con concreto lanzado (Bóveda y paredes).
- P_3 es el perímetro total de la sección.
- n_1 es el valor del coeficiente de rugosidad de Manning para concreto hidráulico colocado con llanas metálicas.
- n_2 es el valor del coeficiente de rugosidad de Manning para concreto lanzado.

Con el valor de 0.0183, y junto con un valor supuesto de (E_E) de la elevación de la ataguía, se puede construir a partir de la ecuación (5.18) una función de confiabilidad dada por: (Marengo, 2001).

$$G(x) = E_E - (a' Q_T^2 + b' Q_T + c')$$

Para determinar las condiciones límite en las que la obra de desvío falla ($G(x) < 0$) se emplea el método del segundo momento, para el cual es necesario obtener primero las derivadas parciales de la función $G(x)$ con respecto a cada una de las variables existentes, en este caso

$$Q, B, \text{ y } n \left(\left(\frac{\partial G}{\partial Q'} \right), \left(\frac{\partial G}{\partial B'} \right), \left(\frac{\partial G}{\partial n'} \right) \right)$$

para posteriormente calcular los cosenos directores con las siguientes expresiones:

Si se hace

$$SS = \sqrt{\left(\left(\frac{\partial G}{\partial Q'}\right)_{.}\right)^2 + \left(\left(\frac{\partial G}{\partial B'}\right)_{.}\right)^2 + \left(\left(\frac{\partial G}{\partial n'}\right)_{.}\right)^2} \dots\dots\dots(5.28)$$

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

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

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

Con éstos resultados se definen las variables aleatorias:

$$Q^* = \mu^N_Q - \beta \alpha_Q^* \sigma^N_Q$$

$$B^* = \mu^N_B - \beta \alpha_B^* \sigma^N_B$$

$$n^* = \mu^N_n - \beta \alpha_n^* \sigma^N_n$$

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

$$E_E = a'Q^{*2}_T + b'^* Q^*_T + c'$$

En esta ecuación la única incógnita es β y el miembro derecho tiene distribución normal lo que permite determinar el valor de probabilidad P de que E no sobrepase el valor E_E seccionado como probabilidad de no falla, tomando en cuenta las variables Q, B y n.

El cálculo de β se hace por medio de aproximaciones hasta que $\beta_{i+1} \approx \beta$ y en cada iteración se calcularán de nuevo las derivadas de la función de comportamiento, la media y la desviación estándar para la distribución normal equivalente de Q; de ésta manera la función va aproximándose al valor de la altura E_E , además la determinación de β permite identificar no sólo la probabilidad de falla, sino también el gasto Q con el que se producirá dicha falla.

Una vez obtenida la avenida de diseño como se vió en el capítulo 5.2.2, se obtiene el gasto de diseño más adecuado para el diseño con el cual también se obtiene el tránsito de la avenida.

Este valor es el que permite comparar los resultados obtenidos con los métodos probabilísticos y referirlos como punto de comparación

5.4.2. Aplicación del método del segundo momento estadístico a la obra de desvío del P.H La Parota.

5.4.2.1. Funcionamiento de 3 túneles como canal.

Para el cálculo del trabajo como canal se usarán las ecuaciones presentadas en el subcapítulo 5.3.2, para las cuales se tendrán las condiciones siguientes:

Parámetro	Túnel 1	Túnel 2	Túnel 3
Sección (m)	10x10	15x15	15x15
Pendiente	0.000875	0.00168	0.00648
longitud	571	594	617

Tabla 5.6. Condiciones de los túneles de la obra de desvío.

Utilizando la ecuación (5.18) se obtiene el tirante normal y_n y los resultados se muestran en las tablas (5-7)-(5.12).

Túnel 1

Q	Y_n	α	An	Pn	Rn	n
100	3.142		31.418	16.284	1.929	0.0150
150	4.210		42.100	18.420	2.286	0.0150
200	5.298	0.05971348	52.982	20.597	2.572	0.0153
250	6.775	0.36289267	67.369	23.629	2.851	0.0167
300	9.156	0.98143744	86.087	29.814	2.887	0.0186

Tabla 5.7. Tirante normal para el túnel 1 trabajando como canal.

Q	Y_n	V	$V1^2/2g$	$0.1*V^2/2g$	E
100	3.142	3.18	0.516	0.052	29.710
150	4.210	3.56	0.647	0.065	30.922
200	5.298	3.77	0.726	0.073	32.097
250	6.775	3.71	0.702	0.070	33.547
300	9.156	3.35	0.573	0.057	35.787

Tabla 5.8. Elevación del agua en la entrada del túnel 1 trabajando como canal.

Túnel 2

Q	Yn	α	An	Pn	Rn	n
200	2.954		44.315	20.909	2.119	0.0150
400	4.775		71.621	24.549	2.917	0.0150
600	6.401		96.008	27.801	3.453	0.0150
800	8.101	0.08020209	121.503	31.203	3.894	0.0154
1000	10.397	0.396581	154.849	35.949	4.307	0.0168
1200	13.394	0.904096	190.692	43.561	4.378	0.0184

Tabla 5.9. Tirante normal para el túnel 2 trabajando como canal.

Q	Y	α	A	V	$V^2/2g$	$0.1*V^2/2g$	E (msnm)
200	2.954		44.315	4.513	1.038	0.104	31.096
400	4.775		71.621	5.585	1.590	0.159	33.523
600	6.401		96.008	6.250	1.991	0.199	35.590
800	8.101	0.080202	121.503	6.584	2.210	0.221	37.531
1000	10.397	0.396581	154.849	6.458	2.126	0.213	39.735
1200	13.394	0.904096	190.692	6.293	2.018	0.202	42.614

Tabla 5.10. Elevación del agua en la entrada del túnel 2 trabajando como canal.

Túnel 3

Q	Yn	α	An	Pn	Rn	n
200	1.888		28.325	18.777	1.509	0.0150
400	2.992		44.887	20.985	2.139	0.0150
600	3.953		59.291	22.905	2.589	0.0150
800	4.840		72.593	24.679	2.941	0.0150
1000	5.681		85.214	26.362	3.232	0.0150
1200	6.491		97.359	27.981	3.479	0.0150
1400	7.277		109.156	29.554	3.693	0.0150
1600	8.264	0.101977	123.933	31.530	3.931	0.0155
1800	9.385	0.254071	140.476	33.811	4.155	0.0162
2000	10.656	0.434343	158.405	36.515	4.338	0.0170

Tabla 5.11. Tirante normal para el túnel 3 trabajando como canal.

Q	Y	α	A	V	$V^2/2g$	$0.1*V^2/2g$	E (msnm)
200	1.888		28.325	7.061	2.541	0.254	34.684
400	2.992		44.887	8.911	4.047	0.405	37.445
600	3.953		59.291	10.120	5.219	0.522	39.694
800	4.840		72.593	11.020	6.190	0.619	41.649
1000	5.681		85.214	11.735	7.019	0.702	43.402
1200	6.491		97.359	12.326	7.743	0.774	45.008
1400	7.277		109.156	12.826	8.384	0.838	46.500
1600	8.264	0.101977	123.933	12.910	8.495	0.850	47.608
1800	9.385	0.254071	140.476	12.814	8.368	0.837	48.590
2000	10.656	0.434343	158.405	12.626	8.125	0.813	49.594

Tabla 5.12. Elevación del agua en la entrada del túnel 3 trabajando como canal.

Con los datos de las elevaciones del agua a la entrada y los gastos de descarga para cada túnel se obtiene una ecuación de comportamiento para cada sección que involucre las 2 variables. Las ecuaciones que mejor se ajustan al comportamiento de cada túnel son:

Túnel 1

$$E = 2 \times 10^{-5} Q_1^2 + 0.018 Q_1 + 27.417 \dots\dots\dots (5.29)$$

Túnel 2

$$E = 1 \times 10^{-6} Q_2^2 + 0.0094 Q_2 + 29.333 \dots\dots\dots (5.30)$$

Túnel 3

$$E = -2 \times 10^{-6} Q_3^2 + 0.0133 Q_3 + 32.371 \dots\dots\dots (5.31)$$

5.4.3. Funcionamiento de 3 túneles como tubo lleno.

Debido a que la obra de desvío se compondrá de 3 túneles se tienen las ecuaciones.

$$E = Y_{p1} + \frac{V_{s1}^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h_1 + E_{p1} \dots\dots\dots (5.32)$$

$$E = Y_{p2} + \frac{V_{s2}^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h_2 + E_{p2} \dots\dots\dots (5.33)$$

$$E = Y_{p3} + \frac{V_{s3}^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h_3 + E_{p3} \dots\dots\dots (5.34)$$

Los datos geométricos de las secciones son:

Sección de los túneles	Ah	De	Pm	Rh
10 x10	89.26991	10.66	35.70796	2.5
15 x15	200.857	15.99	53.552	3.75

Tabla 5.13. Área hidráulica, diámetro equivalente, perímetro mojado, y radio hidráulico para las secciones de los túneles de la obra de desvío.

Las pérdidas a considerar son:

Tipo de pérdidas	Túnel 1	Túnel 2	Túnel 3
Entrada	$0.1 \frac{V^2}{2g}$	$0.1 \frac{V^2}{2g}$	$0.1 \frac{V^2}{2g}$
Ranuras	$0.0843 \frac{V^2}{2g}$	$0.0631 \frac{V^2}{2g}$	$0.0631 \frac{V^2}{2g}$
Cambio de dirección	$0.1188 \frac{V^2}{2g}$	$0.1368 \frac{V^2}{2g}$	$0.1254 \frac{V^2}{2g}$
Fricción	$1.3739 \frac{V^2}{2g}$	$0.8324 \frac{V^2}{2g}$	$0.8646 \frac{V^2}{2g}$
Total	$1.6770 \frac{V^2}{2g}$	$1.1323 \frac{V^2}{2g}$	$1.1531 \frac{V^2}{2g}$

Tabla 5.14. Resumen de pérdidas en los túneles de la obra de desvío.

Escribiendo la ecuación (5.9) para el caso de los 3 túneles queda:

$$E = 1.015D_1 - \frac{0.20}{A_1} \sqrt{\frac{D_1}{g}} Q_1 + \frac{Q_1^2}{A_1^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_1}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{ran} + K_{CON} \right) + E_{p1} \dots (5.35)$$

$$E = 1.015D_2 - \frac{0.20}{A_2} \sqrt{\frac{D_2}{g}} Q_2 + \frac{Q_2^2}{A_2^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_2}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{ran} + K_{CON} \right) + E_{p2} \dots (5.36)$$

$$E = 1.015D_3 - \frac{0.20}{A_3} \sqrt{\frac{D_3}{g}} Q_3 + \frac{Q_3^2}{A_3^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_3}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{ran} + K_{CON} \right) + E_{p3} \dots (5.37)$$

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

$$\alpha_1 = \frac{0.20}{A_1} \sqrt{\frac{D_1}{g}}$$

y como la sección es igual en los túneles 2 y 3

$$\alpha_2 = \alpha_3$$

$$\alpha_2 = \frac{0.20}{A_2} \sqrt{\frac{D_2}{g}}$$

y

$$\beta_1 = \frac{1}{A_1^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_1}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{Ran} + K_{Con} \right)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{A_2^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_2}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{Ran} + K_{Con} \right)$$

$$\beta_3 = \frac{1}{A_3^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 L_2}{R^{4/3}} + K_e + K_C + K_{Ran} + K_{Con} \right)$$

el cambio en β se debe a que las longitudes son distintas para cada túnel.

Rescribiendo las ecuaciones quedan:

$$E = E_{P1} + \beta_1 Q_1^2 - \alpha_1 Q_1 + 1.015 D_1 \dots\dots\dots(5.38)$$

$$E = E_{P2} + \beta_2 Q_2^2 - \alpha_2 Q_2 + 1.015 D_2 \dots\dots\dots(5.39)$$

$$E = E_{P3} + \beta_3 Q_3^2 - \alpha_3 Q_3 + 1.015 D_3 \dots\dots\dots(5.40)$$

Sustituyendo los elementos geométricos en α_1 , α_2 , β_1 , β_2 y β_3 y realizando operaciones quedan:

$$\alpha_1 = \frac{0.20}{3.5708 B_1^2} \sqrt{\frac{2.132 B_1}{9.81}} = 0.02611 B_1^{-3/2}$$

$$\alpha_2 = \alpha_3 = \frac{0.20}{3.5708B_2^2} \sqrt{\frac{2.132B_2}{9.81}} = 0.02611B_2^{-3/2}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{(3.5708B_1^2)^2 19.62} \left(1 + \frac{19.62n^2 571}{0.5B_1^{4/3}} + 0.3031 \right) = 0.005208 B_1^{-4} + 112.8439 n^2 B_1^{-16/3}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{(3.5708B_2^2)^2 19.62} \left(1 + \frac{19.62n^2 594}{0.5B_2^{4/3}} + 0.2999 \right) = 0.005196B_2^{-4} + 117.3893n^2 B_2^{-16/3}$$

$$\beta_3 = \frac{1}{(3.5708B_3^2)^2 19.62} \left(1 + \frac{19.62n^2 617}{0.5B_3^{4/3}} + 0.2885 \right) = 0.0051505 B_3^{-4} + 121.9347n^2 B_3^{-16/3}$$

Sustituyendo los coeficientes α_1 , β_1 , β_2 y β_3 en las ecuaciones 5.38-5.40 se obtiene el funcionamiento para los túneles 1, 2 y 3.

$$E = 1.015(2.1322B_1) - \frac{0.20}{3.5708B_1^2} \sqrt{\frac{2.1322B_1}{9.81}} Q_1 + \frac{Q_1^2}{(3.5708B_1^2)^2 2(9.81)} \left(1.3031 + \frac{19.62n^2 571Q_1^2}{0.5B_1^{4/3}} \right) + 25$$

$$E = 1.015(2.1322B_2) - \frac{0.20}{3.5708B_2^2} \sqrt{\frac{2.1322B_2}{9.81}} Q_2 + \frac{Q_2^2}{(3.5708B_2^2)^2 2(9.81)} \left(1.3031 + \frac{19.62n^2 594Q_2^2}{0.5B_2^{4/3}} \right) + 26$$

$$E = 1.015(2.1322B_3) - \frac{0.20}{3.5708B_3^2} \sqrt{\frac{2.1322B_3}{9.81}} Q_3 + \frac{Q_3^2}{(3.5708B_3^2)^2 2(9.81)} \left(1.3031 + \frac{19.62n^2 617Q_3^2}{0.5B_3^{4/3}} \right) + 26$$

Quedando finalmente las ecuaciones para los 3 túneles como:

$$E = 25 + 2.1641B_1 - 0.02611B_1^{-3/2}Q_1 + 0.005208B_1^{-4}Q_1^2 + 112.8439n^2B_1^{-16/3}Q_1^2 \dots\dots\dots(5.41)$$

$$E = 26 + 2.1641B_2 - 0.02611B_2^{-3/2}Q_2 + 0.005196B_2^{-4}Q_2^2 + 117.3893n^2B_2^{-16/3}Q_2^2 \dots\dots\dots(5.42)$$

$$E = 26 + 2.1641B_3 - 0.02611B_3^{-3/2}Q_3 + 0.0051505B_3^{-4}Q_3^2 + 121.9347n^2B_3^{-16/3}Q_3^2 \dots\dots\dots(5.43)$$

Con la ecuacion (5.43) ya que se tiene una ecuación del tipo $AQ^2+BQ_1+C=0$ y con el procedimiento descrito en el punto 5.3 se puede obtener la tabla 5.15.

Q₃	Elevación	Q₂	Q₁	Q Total
6,000.00	135.05	6,110.62	2,476.64	14,587.26
5,600.00	122.61	5,703.54	2,320.77	13,624.32
5,200.00	111.07	5,296.47	2,165.76	12,662.22
4,800.00	100.42	4,889.39	2,011.79	11,701.19
4,400.00	90.66	4,482.32	1,859.15	10,741.48
4,000.00	81.79	4,075.26	1,708.21	9,783.47
3,600.00	73.82	3,668.20	1,559.47	8,827.67
3,200.00	66.74	3,261.15	1,413.68	7,874.82
2,800.00	60.55	2,854.11	1,271.89	6,926.00
2,400.00	55.25	2,447.08	1,135.72	5,982.80
2,000.00	50.85	2,040.09	1,007.59	5,047.69
1,600.00	47.34	1,633.16	891.29	4,124.45
1,200.00	44.72	1,226.35	792.53	3,218.88
800.00	43.00	819.94	719.33	2,339.27
400.00	42.17	416.60	680.94	1,497.54

Tabla 5.15. Distribución de gastos y elevación del embalse para los túneles de la O.D. del P.H. la Parota.

5.4.3.1 Curvas elevaciones – gastos de descarga para 3 túneles trabajando en forma conjunta.

Con las ecuaciones (5.29)-(5.31) y (5.41)-(5.43) se obtiene el comportamiento de los túneles para realizar el tránsito de avenidas y obtener una ecuación con base al gasto que pasa por los túneles 2 y 3.

Q_T	Q₁	Q₂	Q₃	Elevación
14,587.26	2,476.64	6,110.62	6,000.00	135.05
13,624.32	2,320.77	5,703.54	5,600.00	122.61
12,662.22	2,165.76	5,296.47	5,200.00	111.07
11,701.19	2,011.79	4,889.39	4,800.00	100.42
10,741.48	1,859.15	4,482.32	4,400.00	90.66
9,783.47	1,708.21	4,075.26	4,000.00	81.79
8,827.67	1,559.47	3,668.20	3,600.00	73.82
7,874.82	1,413.68	3,261.15	3,200.00	66.74
6,926.00	1,271.89	2,854.11	2,800.00	60.55
5,982.80	1,135.72	2,447.08	2,400.00	55.25
5,047.69	1,007.59	2,040.09	2,000.00	50.85
4,124.45	891.29	1,633.16	1,600.00	47.34
3315.736	600	1431.451	1284.285	45.477
2824.224	550	1275.993	998.2304	43.422
2383.604	500	1121.088	762.5154	41.467
1989.476	450	967.7854	571.6905	39.612
1637.666	400	817.0806	420.585	37.857
1324.222	350	669.9153	304.3072	36.202
1045.422	300	527.1777	218.244	34.647
797.7633	250	389.7023	158.061	33.192
577.9726	200	258.2699	119.7027	31.837
314.6867	150	133.6077	31.079	30.582
116.3891	100	16.38913	0	29.427

Tabla 5.16. Distribución de gastos y elevación del embalse.

La ecuación que mejor se ajusta al comportamiento entre los gastos de salida Q_D y los gastos que salen por el túnel 2 es:

$$Q_2 = 0.407Q_T + 57.207 \dots \dots \dots (5.44)$$

5.4.3.2 Tránsito de avenidas por el vaso de almacenamiento usando como estructura de descarga los túneles de desvío.

Con la ecuación (5.44) se puede obtener una expresión que permita conocer la elevación y los gastos en cada túnel obteniendo la tabla siguiente:

Q_T	Elevación	Q_1	Q_2	Q_3
500	31.536	223.51	206.2779616	43.83
800	32.664	280.63	330.1998972	160.35
1100	33.828	337.03	454.1694676	278.13
1400	35.028	392.71	578.1732845	397.17
1700	36.264	447.67	702.2038836	517.47
2000	37.536	501.91	826.2564874	639.03
2300	38.844	555.43	950.3277708	761.85
2600	40.188	608.23	1074.415285	885.93
2900	41.568	660.31	1198.517149	1011.27
3200	42.984	711.67	1322.631876	1137.87
3500	44.436	762.31	1446.758255	1265.73
3800	45.924	812.23	1570.895288	1394.85
4100	47.448	861.43	1695.042131	1525.23
4400	49.008	909.91	1819.198067	1656.87
4700	50.604	957.67	1943.362475	1789.77
5000	52.236	1004.71	2067.534814	1923.93
5300	53.904	1051.03	2191.714608	2059.35
5600	55.608	1096.63	2315.901435	2196.03
5900	57.348	1141.51	2440.094918	2333.97
6200	59.124	1185.67	2564.294719	2473.17
6500	60.936	1229.11	2688.500532	2613.63
6800	62.784	1271.83	2812.71208	2755.35
7100	64.668	1313.83	2936.929109	2898.33
7400	66.588	1355.11	3061.151389	3042.57
7700	68.544	1395.67	3185.378707	3188.07
8000	70.536	1435.51	3309.610866	3334.83
8300	72.564	1474.63	3433.847684	3482.85
8600	74.628	1513.03	3558.088995	3632.13
8900	76.728	1550.71	3682.33464	3782.67

Tabla 5.17. Distribución de gastos y elevación del embalse en función del gasto total.

Sección	Tr	Elevación (msnm)	Q entrada	Q salida
1 de 10x10 y 2 de 15x15	2	31.84	550.02	540.09
	5	43.38	3,154.12	3,029.74
	9	50.00	4,750.00	4,527.99
	10	51.29	5,124.05	4,758.82
	25	63.02	7,728.00	6,600.00
	1984	66.74	9,238.00	7,087.00
	50	71.54	9,765.00	7,680.06
	1967	75.03	11,647.00	8,072.00
	100	80.37	11,773.90	8,644.19
	171	86.98	13,192.71	9,246.84
	200	88.88	13,637.92	9,420.45
	250	91.26	14,272.09	9,637.71
	500	97.91	16,314.39	10,244.41

Tabla 5.18. Tr-elevaciones para un túnel de 10x10 y 2 de 15x15.

La expresión que mejor se ajustan al comportamiento entre los gastos de entrada Q_p y los gastos de salida es:

$$Q_D = 0.5978Q_P + 1313 \dots\dots\dots (5.45)$$

Q_D = gasto de salida
 Q_p =gasto de entrada

5.5. Función de confiabilidad de la obra de desvío

Para determinar la función de confiabilidad de los túneles de la obra de desvío, se requiere una expresión que permita conocer la elevación en el embalse a través del gasto que descargan los túneles siendo esta la ecuación (5.46), la cual se obtiene sustituyendo la ecuación (5.44) en la ecuación (5.42).

$$E = Q_D^2 \left[0.00086B_2^{-4} + 19.439n^2B_2^{-16/3} \right] + Q_D \left[5465.645n^2B_2^{-16/3} - 0.010626B_2^{-3/2} + 0.2419B_2^{-4} \right] + \left[389172.9n^2B_2^{-16/3} - 1.4936B_2^{-3/2} + 17.004B_2^{-4} + 2.1641B_2 + 26 \right] \dots\dots\dots (5.46)$$

Además es necesario obtener una expresión que permita conocer la elevación en el embalse a través de del gasto que entra al embalse siendo esta la ecuación (5.47), que se obtiene sustituyendo la ecuación (5.45) en la ecuación (5.46).

$$E = Q_p^2 \left[6.94n^2B_2^{-16/3} + 0.000307B_2^{-4} \right] + Q_p \left[1.4946B_2^{-4} + 33783.1n^2B_2^{-16/3} - 0.0063B_2^{-3/2} \right] + \left[1817.228B_2^{-4} - 15.45B_2^{-3/2} + 41077797.7n^2B_2^{-16/3} + 2.1641B_2 + 26 \right] \dots\dots\dots (5.47)$$

En la ecuación (5.47) 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:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \dots\dots\dots(5.48)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.0022 & \beta_1 &= 1343.4 \\ \alpha_2 &= 0.0004 & \beta_2 &= 5279.5 \\ p &= 0.8000 \end{aligned}$$

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 de el P.H El Cajón, 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 5.4.

SECCIÓN NOMINAL	ANCHO NOMINAL	ANCHO		RUGOSIDAD	
		VALOR MEDIO REAL	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	VALOR MEDIO REAL	DESVIACIÓN ESTÁNDAR
10 X 10	5	5.200	0.200	0.020	0.00395
15 X 15	7.5	7.925	0.425	0.020	0.00395

Tabla 5.19. Valor medio real y desviación estándar del ancho y la rugosidad del túnel para las secciones nominales analizadas.

Para las variables Q_s , B y n , Q_s se obtiene por medio de los gastos que entran al vaso por medios hidrológicos, usando la distribución doble Gumbel con la que se obtuvo con un mejor ajuste a los datos de gastos máximos anuales en el sitio. Con respecto a el valor de la

rugosidad compuesta (n) es de 0.0184 y la desviación estándar se obtiene considerando el comportamiento usual de este tipo de variables, el cual es de 0.00395 (Marengo 2001).

Las consideraciones anteriores permiten para el valor de la elevación (E_E) de la atagüa, construir a partir de la ecuación (5.47) la función de confiabilidad dada por la ecuación (5.49).

$$E = E - \left[\frac{Q_p^2 \left[6.94n^2 B_2^{-16/3} + 0.000307 B_2^{-4} \right] + Q_p \left[1.4946 B_2^{-4} + 33783.1 n^2 B_2^{-16/3} - 0.0063 B_2^{-3/2} \right] + \left[1817.228 B_2^{-4} - 15.45 B_2^{-3/2} + 41077797.7 n^2 B_2^{-16/3} + 2.1641 B_2 + 2 \right]}{\dots} \right] \dots (5.49)$$

De este modo se puede construir a partir de la ecuación (5.49) la función de confiabilidad o comportamiento dada por la ecuación (5.50)

$$G(x) = E - \left[\frac{Q_p^2 \left[6.94n^2 B_2^{-16/3} + 0.000307 B_2^{-4} \right] + Q_p \left[1.4946 B_2^{-4} + 33783.1 n^2 B_2^{-16/3} - 0.0063 B_2^{-3/2} \right] + \left[1817.228 B_2^{-4} - 15.45 B_2^{-3/2} + 41077797.7 n^2 B_2^{-16/3} + 2.164 B_2 + 26 \right]}{\dots} \right] (5.50)$$

siendo $E = 87$ mts. y el valor de la rugosidad $n = 0.0184$ obtenido mediante al teoría de la rugosidad compuesta.

5.5.1. Solución por el método del segundo momento.

Para determinar las condiciones limite de falla para la obra de desvió cuando $G(x) < 0$, se empleó el método del segundo momento estadístico, para el cual como se menciono en el capitulo 1 se requieren las derivadas parciales de la función de comportamiento ($G(x)$) con respecto a cada variable y evaluarla en el punto de falla para encontrar los cosenos directores correspondientes.

$$G(x) = E - \left[\frac{Q_p^2 \left[6.94n^2 B_2^{-5.333} + 0.000307 B_2^{-4} \right] + Q_p \left[1.4946 B_2^{-4} + 33783.1 n^2 B_2^{-5.333} - 0.0063 B_2^{-1.5} \right] + \left[1817.228 B_2^{-4} - 15.45 B_2^{-1.5} + 41077797.7 n^2 B_2^{-5.333} + 2.1641 B_2 + 27 \right]}{\dots} \right] \dots (5.51)$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial Q} \right) = - \left[Q_p \left[13.88 n^2 B_2^{-5.333} + 0.000614 B_2^{-4} \right] + \left[1.4946 B_2^{-4} + 33783.1 n^2 B_2^{-5.333} - 0.0063 B_2^{-1.5} \right] \right] * \sigma_Q$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial B}\right) = - \left[\begin{aligned} & Q_p^2 [-37.01 n^2 B_2^{-6.333} - 0.00122 B_2^{-5}] + Q_p [-5.9784 B_2^{-5} - 18016.27 n^2 B_2^{-6.333} + 0.0094 B_2^{-2.5}] + \\ & [-726891 B_2^{-5} + 23.175 B_2^{-2.5} - 21906789 B_2^{-6.333} + 2.164] \end{aligned} \right] * \sigma_B$$

$$\left(\frac{\partial G}{\partial n}\right) = - [Q_p^2 [13.88 n B_2^{-5.333}] + Q_p [67566.2 n B_2^{-5.333}] + [82155595.4 n B_2^{-5.333}]] * \sigma_n$$

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

$$E = E - \left[\begin{aligned} & Q_p^2 [6.94 n^2 B_2^{-16/3} + 0.000307 B_2^{-4}] + Q_p [1.4946 B_2^{-4} + 33783.1 n^2 B_2^{-16/3} - 0.0063 B_2^{-3/2}] + \\ & [1817.228 B_2^{-4} - 15.45 B_2^{-3/2} + 41077797.7 n^2 B_2^{-16/3} + 2.1641 B_2 + 26] \end{aligned} \right]$$

..(5.52)

Al sustituir las ecuaciones;

$$I_{i+1} + I_i + \left(\frac{2}{\Delta t} V_i - O_i\right) = \frac{2}{\Delta t} V_{i+1} + O_{i+1} \dots\dots\dots(5.53)$$

$$\frac{2}{\Delta T} V_{i+1} + O_{i+1} \dots\dots\dots(5.54)$$

$$y \quad E = Y_p + \frac{V_s^2}{2g} + \sum_e^s \Delta h + E_p \dots\dots\dots(5.55)$$

en la ecuación (5.52) 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 EE de la ataguía (probabilidad de no falla) tomando en cuenta la variabilidad de B, n y QP (Marengo, 2001).

El cálculo de β se hace por aproximaciones hasta que β_{i+1} ≈ β 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 QP; de ésta manera la función va aproximándose al valor de la altura EE, 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 nuestro caso el primer valor de Q* que se usara es igual a la media de los gastos máximos anuales registrados en el río Papagayo cuyo valor es

$$\bar{Q} = 2605.85 \text{ m}^3/\text{s}, \sigma = 2414.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la realización de este procedimiento se utilizo un programa desarrollado por el Dr. H Marengo realizado en el lenguaje Basic y modificado para adecuarse a las necesidades de esta tesis.

Los resultados obtenidos por medio del anterior programa son:

$$Q^* = 15,841.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B^* = 7.513 \text{ m}$$

$$n^* = 0.0186$$

La probabilidad de comportamiento satisfactorio es:

$$P = 0.9977346$$

La probabilidad de falla es:

$$PF = 1 - P \dots\dots\dots (5.56)$$

$$PF = 1 - 0.9977346 = 0.0022654$$

el periodo de retorno asociado a esta probabilidad de falla es:

$$Tr = \frac{1}{P_F} \dots\dots\dots (5.57)$$

$$Tr = \frac{1}{0.0022654} = 441.4231 \text{ años.}$$

ya que es el inverso de la probabilidad de falla.

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

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \dots\dots\dots (5.58)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{441.4231}\right)^2 = 0.0045257$$

La expresión (5.58) es la 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 (T_r) donde n es el intervalo de tiempo que se está evaluando.

Resumiendo, el procedimiento a seguir para realizar el análisis de riesgo de falla, aplicando la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento al diseño de una obra de desvío, conformada por tres túneles con secciones iguales de tipo baúl, en este caso para el P.H. La Parota, es el siguiente:

1. Determinar los gastos de desvío 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 periodos 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 2 y 3, 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 2 (Q_2) llegando a una expresión como la ecuación (5.44).
6. Realizar el tránsito de avenidas considerando los gastos máximos para diferentes periodos de retorno y la capacidad de descarga de los túneles, obteniendo 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 (5.45).
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 (5.46), 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 (5.42), con la finalidad de obtener una expresión, como la ecuación (5.47), 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 (QP).
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 (5.44).
11. Para solucionar la función de confiabilidad mediante el método del segundo momento se debe:
12. Representar la función de distribución de probabilidad obtenida mediante una función de distribución normal estándar usando la transformación de Rosenblatt (Tang, 1984).
13. Determinar la media y la desviación estándar para la distribución normal equivalente del gasto pico.
14. Determinar los cosenos directores a partir de las derivadas parciales de la función de confiabilidad con respecto a cada una de las variables involucradas.
15. 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).
16. 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 .
17. Sustituir el valor de β obtenido en el punto 15 en las expresiones del punto 14 para obtener una nueva superficie de falla.
18. Con esta nueva superficie de falla se repite el procedimiento a partir del punto 11 hasta que $\beta_{i+1} \approx \beta$.
19. 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 (5.56), (5.57) y (5.58) respectivamente.

Para este caso se realizó el análisis de riesgo considerando sólo tres variables (Q_p , B y n). También se habría podido realizar el análisis de riesgo 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 deseé, dependiendo de las necesidades del proyecto.

5.6 Método tradicional

La probabilidad de que se presente el gasto es:

$$PF = 1 - \frac{1}{Tr} = 1 - \frac{1}{171}$$

y la probabilidad de falla es:

$$PF = .0058$$

Siendo la probabilidad de comportamiento satisfactorio:

$$P = 1 - 0.0058 = 0.994152$$

Se usó para $Tr=171$ años puesto que fue el valor que se usó para el gasto de diseño de la ataguía aguas arriba para la obra de desvío.

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

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{171}\right)^2 = 0.01166171$$

CAPITULO 6.

CONCLUSIONES.

Objetivo: “Presentar las conclusiones personales y observaciones sobre este proyecto.”

CONCLUSIONES

El almacenamiento de agua para la generación de energía eléctrica por medio de presas es actualmente una solución a los requerimientos del México actual, ya que gracias a este medio se puede generar cubrir la demanda energética de las horas de mayor demanda. Por esto el desarrollo de este tipo de proyectos es esencial para satisfacer las necesidades energéticas del país, también hay que tomar en cuenta los diversos usos que se le pueden dar al agua almacenada en la presa, como en el caso del P.H. La Parota en donde se usará para el abastecimiento de agua potable, riego, regulación de avenidas e incluso con fines recreativos. Todo esto impacta de manera positiva la región en donde se ubican estos proyectos, ya que se generarán empleos durante el periodo de construcción del proyecto, el desarrollo de la zona se hace patente en una mejor calidad de vida y en un desarrollo económico y social para las comunidades cercanas a estos proyectos.

Todo esto se lleva a cabo cuidando que el proyecto sea realizado de un modo que se tenga presente el aspecto ambiental, además que debe ser sustentable, eficiente y seguro. Teniendo en cuenta la gran cantidad de obstáculos que suelen presentarse en este tipo de proyectos, mitigando los impactos sociales y ambientales que se puedan presentar durante y después de la realización del proyecto.

En la presente tesis se pretende mostrar de manera general las partes y etapas que componen un proyecto hidroeléctrico multipropósitos, en este caso el P.H. La Parota, con lo cual se hará una comparación entre el método tradicional (determinístico) y el método probabilístico (segundo momento) usados en el diseño de la obra de desvío seleccionada para este proyecto, teniendo como base las ventajas presentadas por el arreglo seleccionado sobre otros posibles arreglos de la obra de desvío, para esta selección se tomo en cuenta la funcionalidad, el costo y la seguridad en las distintas opciones.

Las conclusiones obtenidas de los temas desarrollados en esta tesis, se muestran en este capítulo. En estas se abarcan los puntos de interés en el tema de seguridad de presas y que ejemplifican que la teoría de la confiabilidad y el método del segundo momento, son opciones viables para ser aplicadas en la revisión de proyectos y el diseño de las obras de desvío en presas y en particular para el caso del P.H. La Parota.

6.1 Conclusiones

Gracias a los avances científicos, 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 contar, con las medidas necesarias, que deben quedar dentro de los estándares establecidos por la práctica profesional (Marengo, 1999).

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 profesionalista 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 tres primeros capítulos de esta tesis muestran las etapas y pasos a seguir para la construcción de una presa de enrocamiento con cara de concreto, los estudios hidrológicos necesarios para el diseño de sus estructuras y se describen varios métodos para realizar un análisis de riesgo. Debido a qué con el método del segundo momento estadístico los resultados son una muy buena aproximación cuando las variables están normalmente distribuidas, como lo fue en nuestro caso, ya que otros métodos son mas complicados debido a la naturaleza del proyecto, como el método de la integración directa que requiere de una integral difícil de representar.

Una vez establecidas las razones, estudios y etapas que se siguieron para la realización del P. H. La Parota, se hizo la comparación entre 3 distintas alternativas que se estudiaron para el arreglo de las obras asociadas al proyecto, para seleccionar la mas adecuada que cumpliera con las necesidades, haciendo sustentable, eficiente y seguro el proyecto.

En las tablas 6.1 se muestran una comparación de estas 3 alternativas para el arreglo de la OD, el cual fue el tema al que se enfocó ésta tesis, en la tabla 6.2 en base al daño esperado se seleccionó el gasto de diseño y el Tr que debe de ser utilizado para la selección de la OD teniendo en cuenta también la seguridad asociada a el proyecto, finalmente en la tabla 6.3 se da el costo total de la alternativa de una cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto NVA , la cual fue seleccionada debido a que su costo es menor que las otras opciones.

Alternativa	Sección portal (mxm)	Costo total (pesos)
Enrocamiento con Núcleo de Arcilla	8x8,16x16 y 17x17	383,817,422.00
Enrocamiento con Cara de Concreto	10x10 y 2(14x14)	378,491,592.61
Enrocamiento con Cara de Concreto Nueva	10x10 y 2(15x15)	373,586,711.42

Tabla 6.1 Comparación de alternativas para la OD Del P.H. La Parota

Q dis	Tr	D
538	50	30.80
12 986	159	46.24

Tabla 6.2. Resumen período de retorno vs. costo daño esperado

Costo de daño esperado (millones de pesos)	Costo de las estructuras (millones de pesos)	Costo total (millones de pesos)
46.24	373.58	419.83

Tabla 6.3 Costo total para la opción de ECC NVA.

6.2 Análisis de riesgo de falla de la obra de desvío

Acorde con el análisis de riesgo que se realizó en el capítulo 5 para la OD de la opción de ECC NVA se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- 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. La Parota.
- Al usar como variables estocásticas el gasto pico (QP), la sección (B) y la rugosidad (n) de los túneles; el análisis realizado fue 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 al obtener la función de confiabilidad se tiene presentes las variables que se han elegido y gracias a esto se puede representar el

comportamiento que se presenta en la OD y la regulación hecha por el vaso de almacenamiento por medio de modelos matemáticos.

- Ya que se han correlacionado todas las variables necesarias para el análisis de confiabilidad y usar el método del segundo momento para encontrar una solución, se puede determinar un plano de falla en el cual se delimitan los valores para las variables usadas con los que se presentara la falla del sistema (en este caso de la OD del P. H. La Parota), y la probabilidad que existe de que dichos valores no sean rebasados.
- La comparación de los métodos probabilístico y tradicional arrojó los siguientes resultados:

Método	P	PF	Tr	Riesgo
Segundo Momento	0.9977346	0.0022654	441.4231	0.0045257
Tradicional	0.994152	.0058	171	0.01166171

Donde se puede observar que, la probabilidad de falla obtenida por el método del segundo momento es menor y su Tr asociado es 2.581 veces mayor así como el riesgo asociado es también 2.576 veces menor que los obtenidos con el método tradicional.

6.3 Comentarios

Esta tesis se enfocó solamente al evento que es considerado causa potenciales de falla: el desbordamiento de la ataguía ante una avenida excepcional por incapacidad en la regulación del vaso, este evento se estudió por medio de 2 métodos, el tradicional y el del segundo momento, se puede observar que en el método tradicional la probabilidad de falla está asociada con el periodo de retorno y en el análisis de confiabilidad depende del sistema en su totalidad.

Así mismo, se estudiaron así mismo las causas que llevaron a seleccionar una alternativa sobre las demás, por medio de la funcionalidad, seguridad y economía que se asocian a cada una de dichas alternativas. Teniendo en cuenta los costos de las obras asociadas y los daños posibles caso de falla, tomando como referencia los aspectos hidrológicos.

Con todo lo anterior se puede decir que en la actualidad es posible realizar análisis más exactos para la confiabilidad de las presas que involucren una gran cantidad de variables (tantas como sea necesario) y no solo el Tr para así poder realizar un mejor diseño de las obras asociadas a los proyectos hidroeléctricos, lo cual redundara en un diseño mas eficiente y económico que tendrá una mayor confiabilidad, teniendo en cuenta también el costo asociado a las posibles opciones.

El análisis presentado en esta tesis pretende dar las herramientas necesarias para la realización de un análisis de riesgo por el método del segundo momento estadístico con el fin de mostrar sus ventajas sobre el método tradicional y aplicarlo a un caso real, en este caso a la obra de desvío del P.H. La Parota. Además el tema desarrollado puede ser muy útil para casos de enseñanza como aplicación de la ingeniería, desde las matemáticas puras y el cálculo superior, hasta los aspectos hidráulico, constructivo y de plantación que se presentan en un proyecto de estas características.

Cabe mencionar que en el presente trabajo se mostró como el P.H. La Parota está diseñado y será desarrollado con tecnología de punta, la cual ha sido generada por ingenieros mexicanos con ayuda de los métodos y técnicas mas actuales, esto se puede observar en varios aspectos de este proyecto, como en la obra de desvío, la cual es el tema principal de esta tesis.

La obra de desvío tiene varias características que la hacen diferente a otras construidas hasta la fecha además de colocarla en primer plano de la ingeniería de presas a nivel mundial, estas características son; el desvío del río se planea realizarlo usando 3 tynes en lugar de 2 como es común en este tipo de obras y que no se realizaba un arreglo así desde el P.H. Chicoasen, este arreglo fue necesario para poder realizar el desvío según lo planeado, ya que el túnel de menores dimensiones se usara para realizar un predesvío en la época de estiaje y así empezar a construir las ataguías, también como parte de la obra de desvío la ataguía aguas arriba formara parte del cuerpo de la cortina(siendo al única de este tipo en México), para lo cual se construirá una preataguía para posteriormente hacer la construcción de la ataguía que estará integrada a la cortina, todo esto se traducirá en un ahorro significativo puesto que en lugar de dejar una obra en el embalse con material que posteriormente no tendrá ningún uso, se tendrá ya a dicho material formando parte de la cortina, habiéndose dejado en el embalse solo el material de la preataguía.

Otros aspectos constructivos interesantes de este proyecto son por ejemplo el proceso de preconsolidación que se realizara en esta presa siendo similar al seguido en el P.H. El Cajón, el cual a grandes rasgos consiste en que al momento de colocar el material del cuerpo de la cortina por medio de chorros de agua y de rodillos compactadores se induce un proceso de consolidación al material para que así los asentamientos sean mínimos y con esto evitar fisuras y fallas en la cara de concreto de la cortina.

Además de que un proyecto como este significara beneficios cuantificables, como el dotar de agua en bloque al municipio de Acapulco resolviendo las necesidades de agua potable en los próximos años, la generación de empleos por desarrollos turísticos en la rivera del vaso, la irrigación de mas de 6mil hectáreas de tierras para cultivo cerca de la zona de la presa. Por esto se puede decir que los benéficos de este proyecto trascenderán a la población local más allá de la generación de energía eléctrica.

Anexo A

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 (pf) es:

$$Pf = P(X < Y) = \sum_{\text{toda } y} P(X < Y | Y = y)P(Y = y) \quad (\text{A.1})$$

donde

Pf 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 la curvas $f_x(y)$ y $f_y(y)$ (funciones de densidad) representa una medida cualitativa de la probabilidad de falla Pf.

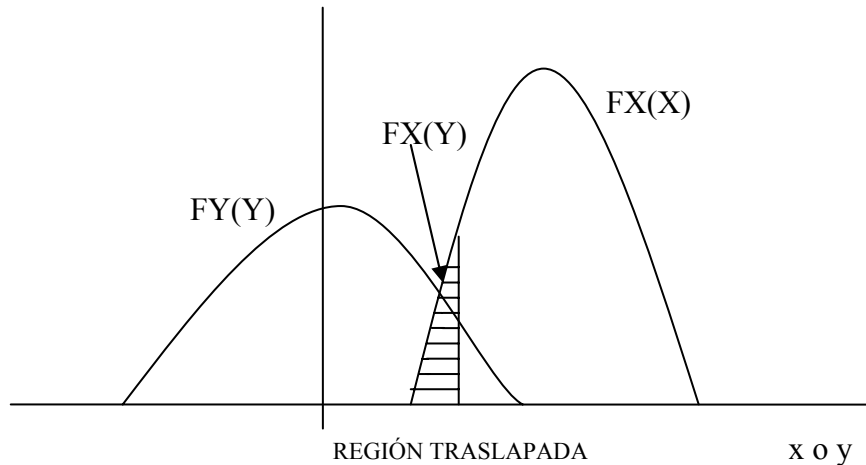


Figura A.1. Funciones de densidad de probabilidad de Fx(x) Y Fy(y).

La confiabilidad también puede ser formulada por la convolución con respecto a x:

$$Pf = \int_0^{\infty} [1 - F_y(x)] F_x(x) dx \quad (A.3)$$

La probabilidad de que no se presente la falla es por definición, la confiabilidad: $Ps = 1 - Pf$

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, Pf decrece, mientras que Pf 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.

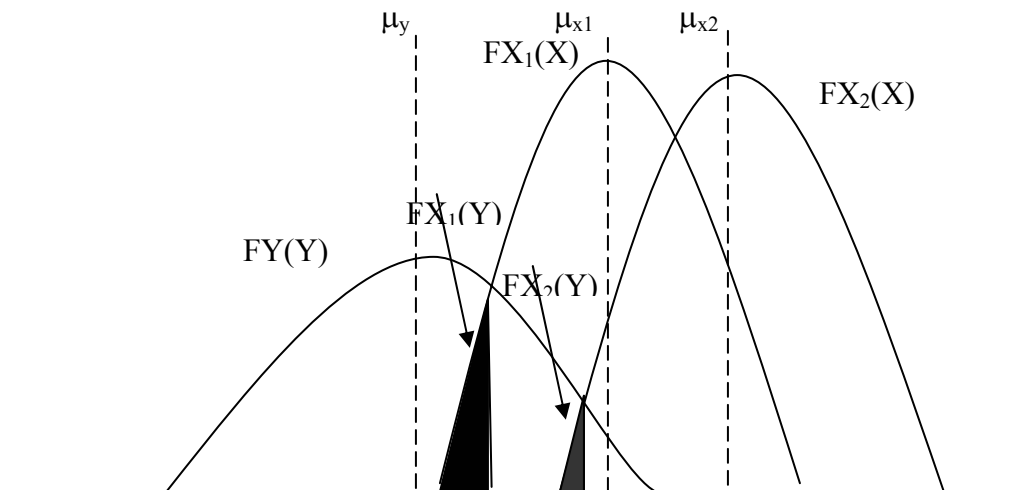


Figura A.2. Efecto de la posición relativa entre las funciones de probabilidad $f_x(x)$ y $f_y(y)$.

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 .

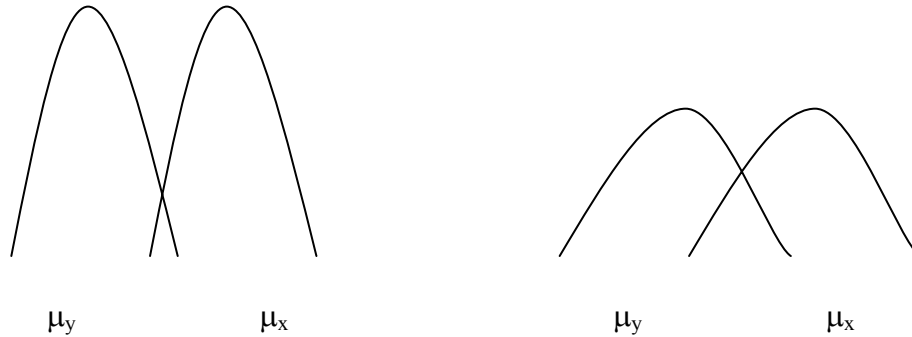


Figura A.3. Efecto de la dispersión $f_x(x)$ y $f_y(y)$ en la probabilidad de falla.

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.

$$Pf \sim g \left(\frac{\mu_x}{\mu_y}; \delta_x, \delta_y \right)$$

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:

$$P(Y < X | X = x) \neq P(Y < x)$$

$$P(X < Y | Y = y) \neq P(X < y)$$

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:

$$P_s = \int_0^{\infty} \left[\int_0^x F_{x,y}(x, y) dy \right] dx \quad (A.5)$$

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:

$$G = X - Y \quad (A.6)$$

$$G = \frac{X}{Y} - 1$$

$$G = \text{LN}\left(\frac{X}{Y}\right)$$

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:

$$P_f = F_G(0) = \Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (A.7)$$

o bien,

$$P_s = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right)$$

donde

μ_G Valor medio de G
 Desviación estándar de G
 $\varphi(\cdot)$ 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

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (A.8)$$

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:

$$X' = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x} \quad (A.9)$$

$$Y' = \frac{Y - \mu_y}{\sigma_y} \quad (A.10)$$

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

$$\sigma_x X' - \sigma_y Y' + \mu_x \mu_y \quad (A.11)$$

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

$$Y' = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} X' + \frac{\mu_x - \mu_y}{\sigma_y} \quad (A.11a)$$

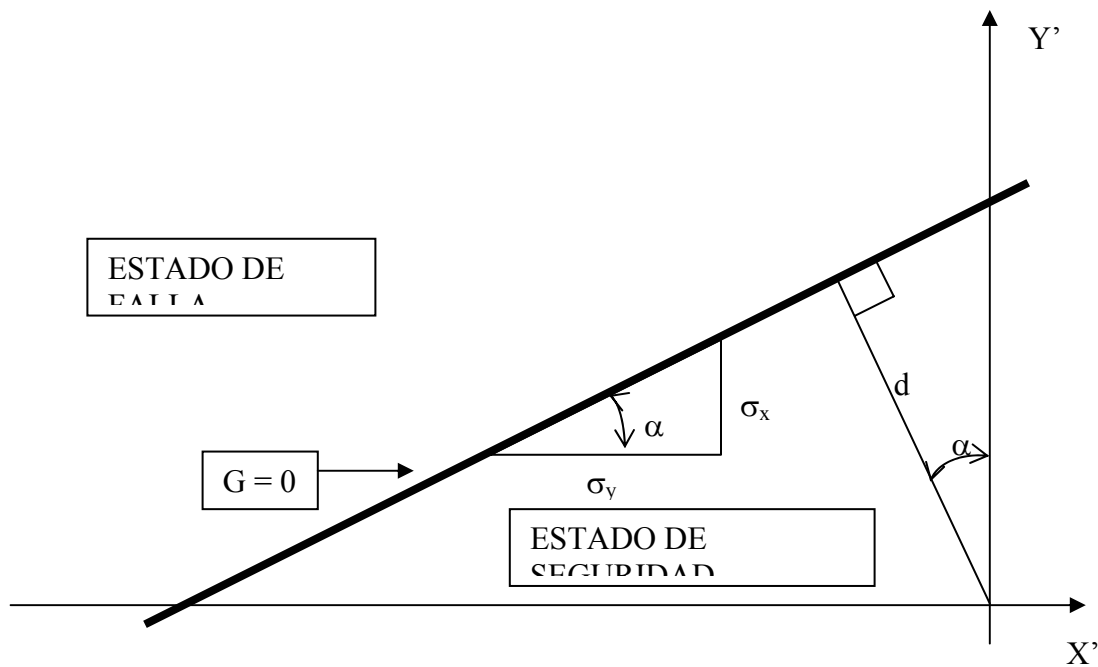


Figura A.4. Espacio de las variables reducidas X' y Y' .

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

$$G(\bar{X}) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \tag{A.11b}$$

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:

$$G(\bar{X}) = 0 \text{ estado límite} \tag{A.12}$$

$G(\bar{X}) > 0$ estado de seguridad

$G(\bar{X}) < 0$ estado de falla

Geométricamente, 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

$$Pf = \int_{G(X)<0} f_x(X)dx$$

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

$$D = \sqrt{X_1'^2 + \dots + X_n'^2} \quad (A.12A)$$

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,

$$L = \sqrt{(X'_1, X'_2, \dots, X'_n)} + \lambda G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (A.13)$$

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

$$\frac{\partial G}{\partial X_i} = \frac{\partial G}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X'_i} = \sigma_{X_i} \frac{\partial G}{\partial X'_i}$$

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

$$\beta = \frac{-\sum_i \bar{X}'^* \left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}'^*_i} \right)}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}'^*_i} \right)^2}} \quad (\text{A.20})$$

donde las derivadas $\left(\frac{\partial G}{\partial \bar{X}'^*}\right)$ 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

$$\bar{X}'^* = \frac{-\Xi^* \beta}{(\Xi^* \cdot \Xi^*)^{1/2}} \quad (\text{A.21})$$

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)

$$X_i = \sigma_{X_i} \alpha_i \beta - \mu_{X_i} = \mu_{X_i} - \sigma_{X_i} \alpha_i \beta$$

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 $X_i = \mu_{X_i} - \sigma_{X_i} \alpha_i \beta$, 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.

Anexo B

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
K_C	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_{MÍN}	N_{NORMAL}	N_{MÁX}
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).

Anexo C

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:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = F_{xi}(x_i^*) \quad (C.1)$$

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:

$$\mu_{xi}^N = x_i^* - \sigma_{xi}^N \Phi^{-1}\left[F_{xi}(x_i^*)\right] \quad (C.2)$$

e igualando las correspondientes funciones de densidad en x_i^* se tiene:

$$\frac{1}{\sigma_{xi}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{xi}^N}{\sigma_{xi}^N}\right) = f_{xi}(x_i^*) \quad (C.3)$$

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:

$$\sigma_{xi} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]\}}{f_{xi}(x_i^*)} \quad (C.4)$$

Considerando lo anterior, el proceso para estimar la distribución normal equivalente en un punto de falla es el siguiente:

Estimar las funciones de densidad y de distribución de probabilidad acumulada en ese punto con los valores de la distribución no normal.

Estimar el valor de $\Phi^{-1}[F(x_i^*)]$, que es el valor de la distribución normal obtenido de tablas.

Calcular $\phi\{\Phi^{-1}[F(x_i^*)]\}$, que es el valor de la densidad de probabilidad en ese punto:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2}u^2\right)} \quad u = \Phi^{-1}[F_{xi}(x_i^*)]$$

Aplicar las ecuaciones (C.2) y (C.4) para estimar μ_{xi}^N y σ_{xi}^N respectivamente.

Bibliografía

BIBLIOGRAFÍA

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.

Contreras W., F. J., 2004. Tránsito de avenidas por vasos. Documento personal, Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, C. F. E., México D. F.

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.

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., 2006. Hidroeléctrica La Parota magna obra con beneficios cuantificables. Ingeniería Civil, Año LVI, Núm. 441, pp. 20-27, enero, México.

Marengo M., H., 2006. La Parota proyecto socialmente viable. Ingeniería Civil, Año LVI, Núm. 442, pp. 10-16, febrero, 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.

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.

U. S. Army Corps of Engineers, 1996, Risk – Based Analysis for Flood Damage Reduction Studies EM. pp. 1110 – 2 – 1619, Washington D. C.