

01162 2  
JET

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

CÁLCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO PARA VERTEDORES

DE PRESAS DE ALMACENAMIENTO.

APLICACIÓN A LA PRESA PEÑITAS

ANTONIO JOSÉ ALVARADO CUADRA

TESIS

Presentada a la División de Estudios de  
Posgrado de la  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
de la  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

como requisito para obtener  
el grado de  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(HIDRÁULICA)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

CIUDAD UNIVERSITARIA

México, D.F.

Julio de 1993



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## RESUMEN

Las presas son un medio para almacenar y aprovechar el agua. Para protegerlas se les diseña un vertedor y un sobrealmacenamiento, los que a su vez se seleccionan tratando de reducir al mínimo las descargas hacia aguas abajo. La avenida máxima que sirve para el diseño mencionado se denomina avenida de diseño del vertedor (ADV).

El principal objetivo de esta tesis es, de una manera ordenada, mostrar métodos de cálculo de avenidas de diseño que puedan ofrecer una guía para diseños de ingeniería y orienten didácticamente a los nóveles ingenieros por estos caminos.

Este trabajo hace un planteamiento racional del análisis del riesgo en que se incurre al seleccionar una avenida y, como consecuencia, su periodo de retorno. Se muestran las ideas de la selección del criterio de seguridad y el procedimiento de cálculo de la ADV. Los métodos de cálculo se agrupan en hidrometeorológicos y estadísticos, se clasifican y describen detalladamente, de tal manera que faciliten al lector la aplicación de los mismos, orientándolo secuencialmente dentro del proceso de cálculo de cada elemento en cada método, hasta llegar a su resultado como avenida de diseño. Los métodos expuestos son los de mayor confianza y uso en México.

La exposición teórica de los métodos se complementa con una aplicación práctica al mostrar el cálculo de la ADV de la presa Peñitas.

Se presentan criterios para la selección de la ADV calculada por diferentes métodos.

La tesis visualiza los métodos de cálculo de las ADV que tienden a usarse en México para los años 2000; se hace énfasis en la calidad y cantidad de la información básica que requieren. También se presentan pautas que pueden ser usadas para el análisis de las consecuencias potenciales de la falla de una presa.

M en I. ENRIQUE DIAZ MORA  
SECRETARIO ACADEMICO  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
P R E S E N T E

En atención a su amable carta, por este medio tengo a bien comunicarle que acepto la designación de director de tesis del alumno ANTONIO JOSÉ ALVARADO CUADRA, misma que elaborará para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.

El nombre de la tesis es:

"CÁLCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO PARA VERTEDORES DE PRESAS DE  
ALMACENAMIENTO. APLICACIÓN A LA PRESA PEÑITAS"


El temario propuesto de los capítulos a desarrollar es:

1. Introducción
2. Antecedentes
3. Análisis de Riesgos
4. Métodos Hidrometeorológicos
5. Métodos Estadísticos
6. Método Estadístico Considerando Volumen
7. Aplicación
8. Conclusiones

Atentamente

"Por mi raza hablará el espíritu"

Cd. Universitaria, D.F., a 25 de marzo de 1993



DR. RAMÓN DOMINGUEZ MORA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

RECIBI COPIA DE: ( ) TRABAJO ESCRITO  
(XXXXX) TESIS

DESARROLLADO POR EL ALUMNO: ANTONIO JOSE ALVARADO CUADRA  
PARA PRESENTAR EXAMEN DE:

( ) ESPECIALIZACION  
(XXXXX) GRADO

EN INGENIERIA: HIDRAULICA

JURADO

FIRMA

PRESIDENTE: DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO  
VOCAL: DR. RAMON DOMINGUEZ MORA  
SECRETARIO: M EN I. OSCAR FUENTES MARILES  
SUPLENTE: M EN I. VICTOR FRANCO  
SUPLENTE: DR. JESUS GRACIA SANCHEZ

APROBACION DEL TRABAJO O TESIS POR EL DEPARTAMENTO HIDRAULICA  
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL  
PROMEDIO EN CREDITOS ONCE 11

# I N D I C E

	PÁGINA
<b>CAPITULO 1</b>	
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Presentación	1
1.2 Presentación del contenido	2
1.3 Algunas contribuciones	4
<b>CAPITULO 2</b>	
<b>2. ANTECEDENTES</b>	<b>6</b>
2.1 Introducción	6
2.2 Aspectos de la avenida y el riesgo	7
2.2.1 Aspectos de la avenida	7
2.2.2 Problemática del riesgo de la precipitación máxima probable (PMP)	8
2.2.3 Presas existentes y por proyectar	10
2.3 Aspectos de la precipitación y las pérdidas	11
2.3.1 Introducción	11
2.3.2 La precipitación como un elemento de diseño del vertedor	11
2.3.3 Variación temporal y espacial de las lluvias	15
2.3.4 Pérdidas en la avenida de diseño	15
2.4 Análisis del escurrimiento	16
2.4.1 Cuando se cuenta con poca información	16
2.4.2 Avenidas históricas y paleoavenidas o avenidas prehistóricas	16
2.4.3 Métodos de análisis de frecuencias	18
Referencias	22
<b>CAPITULO 3</b>	
<b>3. ANÁLISIS DE RIESGO</b>	<b>27</b>
3.1 Introducción	27
3.2 Periodo de Retorno, Frecuencia y Riesgo	28
3.3 La Avenida de Diseño para dimensionar el vertedor	30
3.3.0 Presentación	30
3.3.1 Diseño económico	31
3.3.3 Determinación práctica del periodo de retorno más adecuado	34
3.4 Comentarios Finales	37
Referencias	40

## CAPITULO 4

4.	MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS	49
4.1	Introducción	49
4.2	Determinación de la tormenta de diseño	50
4.2.1	Transposición y maximización de tormentas históricas	51
4.2.2	Máximización de tormentas	52
4.2.3	Determinación de la tormenta de diseño mediante un análisis estadístico del registro histórico de las precipitaciones ocurridas en la cuenca que se estudia	53
4.2.3.1	Factores de reducción por área	53
4.2.3.2	Distribución de la precipitación en el tiempo	54
4.3	Estimación de la lluvia efectiva	55
4.3.1	Método del índice de infiltración media	55
4.3.2	Método del coeficiente de escurrimiento	56
4.3.3	Método del US SCS (United States Soil Conservation Service)	57
4.3.4	Selección del método de estimación de las pérdidas	58
4.4	Relación lluvia efectiva-escorrimento directo	58
4.4.1	Fórmula Racional	58
4.4.2	Hidrograma unitario tradicional	59
4.4.3	Hidrograma unitario instantáneo	60
4.4.4	Hidrogramas unitarios sintéticos	62
4.4.4.1	Hidrograma unitario sintético calculado a partir de las isócronas	62
4.4.4.2	Hidrograma unitario triangular	63
4.4.4.3	Hidrograma unitario adimensional	64
4.4.5	Selección del método de transformación de lluvia efectiva a escurrimiento directo	64
4.5	Tránsito de avenida por los cauces	65
4.5.1	Métodos Hidráulicos	65
4.5.2	Métodos Hidrológicos	66
4.5.3	Comentarios	68
4.6	Integración de eventos	69
	Referencias	70

**CAPITULO 5**

**PÁGINA**

<b>5. MÉTODOS ESTADÍSTICOS</b>	<b>79</b>
5.1 Introducción	79
5.2 Conceptos básicos de probabilidad y estadística	80
5.2.1 Introducción	80
5.2.2 Axiomas de la teoría de la probabilidad	81
5.2.3 Organización de los datos de una muestra	82
5.2.4 Características estadísticas de una población	84
5.2.4.1 Función de distribución de probabilidad	84
5.2.4.2 Función de densidad de probabilidad	85
5.2.5 Ajuste de las funciones de distribución de probabilidad	86
5.2.5.1 Ajuste por momentos de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad	87
5.2.5.2 Ajuste de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad con el método de máxima verosimilitud	87
5.3 Funciones de distribución de probabilidad de mayor uso	88
5.3.1 Funciones de distribución Normal	89
5.3.1.1 Características generales	89
5.3.1.2 Estimación de los parámetros de la función	90
5.3.1.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno	90
5.3.2 Función de distribución Lognormal de tres parámetros	91
5.3.2.1 Características generales	91
5.3.2.2 Estimación de los parámetros de la función	92
5.3.2.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado	92
5.3.3 Función de distribución Gumbel	93
5.3.3.1 Características generales	93
5.3.3.2 Estimación de parámetros	93
5.3.3.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado	93
5.3.4 Función de distribución Pearson tipo III o Gamma de tres parámetros	94
5.3.4.1 Características generales	94
5.3.4.2 Estimación de parámetros	95
5.3.4.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado	96
5.3.5 Función de distribución exponencial	96



CAPITULO 5	PÁGINA
5.3.5.1 Características generales	96
5.3.5.2 Estimación de parámetros	96
5.3.5.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado	97
5.3.6 Función de distribución Doble Gumbel	97
5.3.6.1 Características generales	97
5.3.6.2 Estimación de parámetros	97
5.3.6.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado	99
5.4 Selección del tipo de función de distribución de probabilidad	99
5.4.1 Acerca de las consideraciones teóricas	99
5.4.2 Acerca del aspecto empírico	100
5.4.2.1 Análisis numérico	100
5.4.2.2 Análisis Gráfico	100
5.5 Comentarios	101
Referencias	102
<b>CAPITULO 6</b>	
6. MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES	113
6.1 Introducción	113
6.2 Descripción general del método	114
6.3 Evaluación de los datos	114
6.4 Procedimiento de síntesis	114
6.4.1 Bases	114
6.4.2 Pasos a seguir	114
6.4.3 Programa automatizado para el procedimiento de síntesis	117
6.5 Extrapolación estadística de las avenidas máximas	118
6.6 Procedimiento de desagregación	119
6.6.1 Procedimiento original para definir la forma de la avenida	119
6.6.1.1 Acerca de la desagregación	119
6.6.1.2 Pasos a seguir	120
6.6.2 Procedimiento Sistemático	122
6.6.2.1 Acerca de cuándo usar el procedimiento sistemático	122
6.6.2.2 Pasos a seguir	122
Referencias	124

<b>CAPITULO 7</b>	<b>PÁGINA</b>
<b>7. APLICACIÓN</b>	<b>127</b>
7.1 Introducción	127
7.2 Procedimiento de cálculo	127
7.3 Pasos a seguir por la alternativa Hidrometeorológica	128
7.3.1 Tormenta de Diseño	128
7.3.2 Calibración del modelo lluvia-escorrentía	130
7.3.3 Avenida de Diseño	132
7.4 Método estadístico de volumen	137
7.4.1 Obtención de la información básica	137
7.4.2 Gastos medios diarios máximos para diferentes duraciones	138
7.4.3 Análisis estadístico	139
7.4.4 Proceso de desagregación	140
7.4.5 Avenidas sintéticas para varios periodos de retorno	141
7.5 Selección de la Avenida de Diseño	141
Referencias	144
<b>CAPITULO 8</b>	
<b>8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>171</b>
8.1 A manera de resumen del texto	171
8.2 Algunos aspectos relevantes	173
8.2.1 Acerca del riesgo y el criterio de cálculo de la avenida	173
8.2.2 Acerca de la selección de los métodos de cálculo de la avenida	175
8.3 Recomendaciones	176
8.3.1 Acerca del acopio de datos básicos	176
8.3.2 Análisis de las consecuencias potenciales de la falla	177
Referencias	179

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Presentación

En todas las épocas, la sociedad ha experimentado la necesidad de abastecerse de agua. Las presas son uno de los medios para guardarla y aprovecharla.

Un problema importante dentro del planeamiento y diseño de una presa lo constituyen la determinación del tamaño del vertedor y el almacenamiento para la regulación de las avenidas, lo que frecuentemente causa efectos económicos y de factibilidad física del mismo.

El ingeniero diseña el vertedor para proteger la presa y el sobre-almacenamiento para disminuir las descargas hacia aguas abajo. Para ello utiliza una avenida de diseño (AD). El término avenida de diseño del vertedor (ADV) se aplica al hidrograma seleccionado para determinar la capacidad de descarga máxima del vertedor; representa el máximo gasto razonablemente posible en la cuenca de drenaje en estudio, en el caso de que el riesgo sea muy pequeño o un periodo de retorno muy grande.

La posición geográfica (influenciada por la precipitación y la

temperatura, sujeta o no a la acción de huracanes) y la fisiografía (por la topografía, la infiltración) de la cuenca, muestran una gran variedad de condiciones climáticas que influyen en la magnitud de la avenida, lo que da lugar a una diversidad de métodos con los que se puede calcular la avenida de diseño del vertedor (ADV). La selección de la ADV para cualquier caso que se presente, depende del juicio del ingeniero proyectista, basándose en estudios apropiados, y criterios de riesgo que deben tomarse en consideración.

La avenida de diseño seleccionada (ADS), al transitarla por el almacenamiento, fija la altura de la presa, al determinar la combinación de sobre-almacenaje del vaso (o volumen de regulación) con la capacidad de descarga del vertedor y otras salidas. A las instituciones que se encuentran involucradas en el planeamiento, diseño y construcción de presas les interesa que la combinación de estas alternativas sea segura, a un costo económico y factible.

El diseño final debe de evitar derrames catastróficos y permitir una adecuada operación de la presa; también involucra minimizar, aguas abajo de la presa, el impacto ambiental y ecológico, el peligro de pérdidas de vidas humanas y de la vida silvestre, y posibles daños en la agricultura y la industria.

## 1.2 Presentación del contenido

En este trabajo se presenta un conjunto de metodologías que ordenadas bajo dos grandes grupos (métodos hidrometeorológicos y métodos estadísticos), puedan servir de manera práctica como guía para diseños de ingeniería y orienten didácticamente a los nóveles ingenieros en los caminos del cálculo de avenidas de diseño.

La literatura técnica de los últimos años (capítulo 2), se agrupa en los aspectos siguientes:

- A) Problemática del riesgo de la PMP
- B) Presas existentes y por proyectar
- C) La precipitación como un elemento de diseño del vertedor
- D) Variación temporal y espacial de las lluvias

- E) Pérdidas en la avenida de diseño
- F) Cuando se cuenta con poca información
- G) Avenidas históricas y paleoavenidas o avenidas prehistóricas
- H) Métodos de análisis de frecuencias

En el capítulo 3 se describen criterios que ayudan en la selección de la avenida de diseño. Principalmente se orientan a la obtención del periodo de retorno económicamente óptimo y la selección práctica del mismo.

Los métodos hidrometeorológicos para el cálculo de la avenida de diseño se describen en el capítulo 4. Los procedimientos desarrollados explican, en general, como calcular la tormenta de diseño y la lluvia efectiva. Luego se desarrollan los métodos que transforman la lluvia efectiva en escurrimiento directo. Se presenta al final una integración de eventos que resume el procedimiento a seguir en la transformación de lluvia efectiva a avenida de diseño.

Los métodos estadísticos (capítulo 5) explican los principios básicos de probabilidad y estadística. Se describen las principales funciones de distribución de probabilidad utilizadas en Hidrología, las ecuaciones que las definen, los procedimientos para ajustarlas a una muestra de datos y la forma de utilizarlas para predecir el gasto máximo asociado a un periodo de retorno cualquiera.

El método estadístico considerando volumen (capítulo 6) permite definir la forma y el volumen de la avenida. Es un método novedoso fundamentado, principalmente, en los datos de volúmenes medios diarios. Se forma una muestra con los gastos medios diarios máximos obtenidos para una duración de un día, dos días, hasta  $m$  días, investigados en el registro de un año. Luego, los gastos medios de una duración  $x$  se les ajusta una función de distribución y se procede a predecir gastos con diferentes periodos de retorno; lo mismo se realiza con todos los gastos para diferentes duraciones. Se forman avenidas sintéticas con barras de un día a  $m$  días de gastos medios y para un periodo de retorno dado. Se generan mediante la desagregación, gastos que son específicamente para cada día y se forma el hidrograma o avenida para un cierto periodo de retorno.

La exposición teórica de los métodos hidrometeorológicos y estadísticos se completa mediante una aplicación práctica para determinar la avenida de diseño del vertedor de la presa Peñitas (capítulo 7).

El capítulo ocho de conclusiones y recomendaciones, presenta un resumen a manera de recapitulación del escrito. Resalta los aspectos más relevantes, principalmente referente a la elección del periodo de retorno para una presa y a la selección de métodos de cálculo de la avenida. Las recomendaciones se orientan a la importancia de la cantidad y calidad de los registros de datos, al análisis de las consecuencias potenciales de la falla, la revisión de los vertedores de otras presas de México y el desarrollo de estudios que conduzcan a mejorar la información hidrológica.

### 1.3 Algunas contribuciones

Las principales contribuciones dentro de este trabajo que pueden ser utilizados como guía en trabajos de ingeniería y de estudios de licenciatura y posgrado en lo referente al cálculo de la avenida de diseño para vertedores de presas, se enumeran a continuación:

- La presentación ordenada de métodos de cálculo de avenidas de diseño para vertedores de presas de almacenamiento incluyendo el método estadístico considerando volumen, desarrollado recientemente. Primeramente se presentan diagramas de bloques para la obtención de la avenida de diseño por métodos hidrometeorológicos (fig 2.1), probablemente los de mayor uso por la falta de información de aforos en las cuencas. La descripción detallada, ordenada y clasificada de los métodos de cálculo, de tal manera, que faciliten al lector la aplicación de los mismos, orientándolo secuencialmente dentro del proceso de cálculo de cada elemento de cada método, hasta llegar a su resultado como avenida de diseño. Los métodos expuestos son los de mayor confianza y uso en México.

- Procedimiento para la selección de la avenida de diseño entre avenidas obtenidas por diferentes métodos. Se presenta un criterio de selección entre avenidas calculadas por métodos hidrometeorológicos y

métodos estadísticos considerando volumen (fig 2.2). Además, se presentan comentarios que ayudan a la selección del método de transformación de lluvia efectiva a escurrimiento directo basados fundamentalmente en la información disponible. Antes se había descrito un diagrama de bloques (fig 2.1) que puede orientar también en la selección de decidir entre algunos de los procesos internos de los métodos hidrometeorológicos expuestos.

-En el capítulo 3 se presenta un planteamiento racional del análisis del riesgo en que se incurre al seleccionar una avenida y, como consecuencia, su periodo de retorno.

-En el capítulo 7 se desarrolló un ejemplo para un caso real, donde se usan las técnicas expuestas en el texto, que puede servir como orientación en otros cálculos de avenidas para vertedores, ya que la literatura técnica existente no las presenta en forma tan amplia o de manera secuencial.

## 2. ANTECEDENTES

### 2.1 Introducción

La necesidad de construir obras hidráulicas para el servicio de la humanidad, ha dado como consecuencia que algunos investigadores se dediquen a obtener métodos para determinar la cantidad de agua que puede pasar por ellas o al menos obtener diseños del lado seguro y, en general, a predecir el gasto de diseño con un cierto riesgo de falla.

La capacidad de un vertedor se obtiene con base en una avenida de diseño, por lo que hay que decidir que avenida hay que seleccionar (ver capítulo 3), lo que en principio depende de una comparación del riesgo de diseño por insuficiencia de la estructura contra el costo de construcción de la misma, que ha sido diseñada para prevenir cualquier daño con avenidas iguales o menores que la seleccionada.

Las avenidas pueden provenir de las lluvias o tormentas o de rápidos procesos de derretimiento de depósitos de nieve o de una combinación de los dos. También, se da el caso de lluvias ocasionadas por ciclones resultando eventos con dos poblaciones.



En general, los métodos de cálculo de avenidas de diseño se pueden esquematizar en la siguiente forma:

Avenidas basadas en:	Método usado:
Datos Observados	{ - Métodos Estadísticos usando Análisis de Frecuencias
	{ - Relación Lluvia Máxima- Escurrimiento Máximo
- Con Datos inexistentes o inadecuados	{ - Relaciones Regionales
	{ - Relaciones Empíricas
- Evidencias Geológicas	- Métodos Geológicos para Paleoavenidas

Dentro de los métodos más aplicados están los de relación lluvia-escurrimiento denominados como hidrometeorológicos. La figura 2.1 muestra un diagrama de bloques para obtener la avenida de diseño; toma en consideración la incidencia ciclónica a la región y las características topográficas que rodean a la cuenca. La secuencia presentada junto con el esquema de cálculo de avenidas de diseño se espera ubique al lector al momento de mostrarle la literatura técnica de los últimos años que será tratado en los siguientes incisos.

## 2.2 Aspectos de la avenida y el riesgo

### 2.2.1 Aspectos de la avenida

El término "avenida" puede tener diferentes connotaciones para el hidrólogo y para el lego. Al hidrólogo le concierne fundamentalmente la descarga o gasto, es decir, el volumen por unidad de tiempo en una sección, a lo largo de una corriente, o a través de una o varias cuencas de drenaje, referidos usualmente a gastos máximos anuales. Sin embargo, en regiones áridas la "avenida anual" en algunos años puede ser una descarga muy pequeña o cercana a cero - ciertamente no es una avenida

en el sentido atribuido-. De igual modo, en una corriente perenne, la descarga máxima anual o "avenida" durante un año seco puede ser excedida muchos días en un año húmedo.

El problema del hidrólogo es encontrar la avenida de diseño para la obra hidráulica. En el caso de una presa, para su vertedor.

En el capítulo tres se presentarán varios criterios para la selección de esa avenida; por el momento se relatarán algunos conceptos de la literatura técnica reciente.

### *2.2.2 Problemática del riesgo de la precipitación máxima probable (PMP)*

Aunque algunos autores (ref 2.1) retoman la frase de Harza de que "las presas pueden estar entre las estructuras más seguras del mundo", por otro lado hacen mención de que el programa de inspección de presas nacionales de los Estados Unidos de 1977 determinó (ref 2.1) que muchas de las presas catalogadas como de alta peligrosidad no pasaron la prueba de una avenida máxima probable (AMP). Esta inquietud la han manifestado muchos investigadores desde hace algunos años (ref 2.1, 2.2a, 2.3, 2.4), preocupación que se refleja en artículos recientes (ref 2.5).

Un reciente estudio realizado por la Interagency Advisory Committee on Water Data (1986) (ref 2.9), después de revisar 230 artículos sobre métodos relacionados con la valuación del riesgo de avenidas extremas, recomendaron que lo común en prácticas corrientes de diseño deben de continuar realizándose porque no hay procedimientos propuestos a la fecha capaces de asignar una probabilidad de excedencia a la AMP o cercanas a la misma dentro de la confianza, consistencia o manera creíble.

Por otro lado, (ref 2.5), hay un error de percepción entre algunos hidrólogos al considerar que la AMP tiene una probabilidad de excedencia de cero. Porque de hecho, ha habido registros de lluvias que sobrepasan la PMP. Desde un punto de vista práctico, se debe aceptar (ref 2.5) que la probabilidad de excedencia de la PMP, aunque pequeña, no es cero.

Por ello, Dawdy y Lettenmaier (ref 2.5) proponen dos estrategias generales que pudieran ser seguidas para obtener una aproximación basada en el riesgo para el diseño hidráulico con grandes eventos de avenidas. La primera es emplear la AMP, obtenida con la PMP, como un evento de referencia y estimar su probabilidad de excedencia. La probabilidad de avenidas de magnitudes menores puede ser estimada en el sitio o con métodos de frecuencia regional hasta una avenida de 100 años. Se puede desarrollar un procedimiento para interpolar entre las menores avenidas y la AMP. La segunda estrategia es calcular la frecuencia de distribución de avenidas sin tomar como referencia a la AMP.

Por otro lado, Domínguez (ref 2.6) sugiere una comparación entre la PMP y un estudio de frecuencia de lluvias máximas anuales promedio en la cuenca en estudio (ver figura 2.2), elegir una de ellas, para luego obtener la avenida. Por aparte se trabajan los máximos gastos promedios diarios para un día, dos días, ... m días consecutivos, generando gastos con varios periodos de retorno T (ver cap. 6), y formando las avenidas correspondientes. La avenida de diseño se elige entre las obtenidas por ambos métodos.

Se puede afirmar, sin embargo, que cualquier aproximación al diseño racional debe de reconocer su incertidumbre.

Hay una continua necesidad de determinar la probabilidad de avenidas extremas para su inclusión en estudios de valuación de riesgos. Dawdy et al. (ref 2.5) proponen cuatro aproximaciones para estimar las probabilidades de las avenidas como la AMP; ellos piensan que se deben de estudiar para proveer de una metodología basada en riesgo para el diseño de vertedores, aunque mencionan que presentan ideas controversiales y no están de acuerdo en la viabilidad de todos los métodos. Las áreas que se sugiere se desarrollen son:

- (1) Teoría de excedencias con aproximaciones no paramétricas
- (2) Teoría de excedencias con aproximaciones paramétricas
- (3) Métodos de simulación
- (4) Análisis de Paleoavenidas

Aunque en la actualidad se estén desarrollando estas áreas de interés, es conveniente recordar que la AMP (ref 2.1) según el National

Research Council, no es ni probable ni máxima; más bien es un juicio ingenieril acerca de la mayor avenida en un sitio en particular que debe ser considerada para propósitos de diseño.

### 2.2.3 Presas existentes y por proyectar

Cochrane (ref 2.7) revisa un marco de trabajo incorporando el riesgo de fallas catastróficas en la evaluación de presas de alta peligrosidad, ya sean éstas nuevas o existentes. Demuestra que incluyendo las pérdidas por las estructuras y pérdidas de los beneficios por control de avenidas, el método corriente de cálculo del riesgo introduce algunas medidas de doble conteo.

Por otro lado, también la alta peligrosidad de presas puede modificarse (ref 2.7) mejorando su seguridad. Las maneras para lograr este objetivo pueden ser agrandando los vertedores, corrigiendo las debilidades estructurales, o elevando las presas para disponer de un volumen adicional sin permitir el desborde. Los beneficios derivados de las modificaciones se pueden expresar por medio de ecuaciones basadas en modelos de ingeniería económica incorporando el riesgo por falla catastrófica en la evaluación de presas nuevas y existentes de alta peligrosidad (ref 2.7).

Lave et al. (ref 2.1) hacen un llamado de atención referente a que invertir en rehabilitación de las presas que no han sido capaces de pasar una AMP es muy costoso, en vista de que la revisión de la AMP se realiza periódicamente hacia arriba, lo que por supuesto origina una emisión continua de dinero. Este criterio en cierta manera se opone al expuesto por Cochrane (ref 2.7). Consideran que la AMP es un criterio de seguridad más estricto que otras fuentes de fallas de las presas.

Lave et al. (ref 2.1) recomiendan que para el diseño de una presa se realice una cuidadosa evaluación como si la presa se construyera, ya que su falla puede causar grandes pérdidas de vida o daños a propiedades. Las presas que impongan los más pequeños peligros y daños a las propiedades deben ser manejadas con un análisis basado en valores esperados de beneficios y costos anualizados. Se puede usar un ajuste por escala si los daños a propiedades fueran extremadamente grande. También consideran que cada presa con potencial por pérdidas de vidas

debe tener un plan de aviso y de evacuación de los residentes en el caso de falla catastrófica (debido al sobrepaso del agua por la presa u otras causas ) o por el derrame de una gran avenida. En resumen, para Leve et al. las metas de seguridad para presas de alta peligrosidad pueden tener los siguientes propósitos

- (1) conducir a menos daños y muertes,
- (2) uso de la sociedad de los recursos limitados más eficientemente, y
- (3) poner la determinación de las metas de seguridad en una base más científica y razonable.

### 2.3 Aspectos de la precipitación y las pérdidas

#### 2.3.1 *Introducción*

Una ecuación básica que relaciona la precipitación y el escurrimiento superficial se expresa como

$$\text{Precipitación (P) - Pérdidas (PL) = Escurrimiento Superficial (Q)}$$

La respuesta a un evento de precipitación extrema en una cuenca es el gasto Q en algún determinado punto de la misma. Interesa en particular para diseño de obras hidráulicas, la respuesta de la cuenca en estudio para eventos extremos.

Los investigadores se han dedicado al estudio, por separado, de la precipitación y de las pérdidas. Siguiendo la misma secuencia, se describirán los temas de acuerdo con lo último que se ha escrito en este campo.

#### 2.3.2 *La precipitación como un elemento de diseño del vertedor.*

En algunos criterios para el diseño de vertedores en presas de almacenamiento, expuestos en el capítulo 3, se expresan normas mínimas para las alturas de precipitación que, de acuerdo con las necesidades de seguridad de la presa en sí y de la protección a las vidas y a las propiedades aguas abajo de la misma, se definen para el dimensionamiento del vertedor.

Muchos métodos han resultado con la intención de definir una probabilidad de la PMP y avenidas extremas.

Uno de los métodos recomendado por el National Research Council (ref 2.8) para estimar la probabilidad de excedencia de avenidas extremas está basado en el uso de modelos lluvia-escurrimiento con tormentas sintéticas cuya probabilidad de excedencia ha sido estimada por el método de "transposición estocástica de tormentas", término propuesto por Fontaine y Potter (1989) (ref 2.9).

La transposición estocástica de tormentas es una generalización del concepto de transposición de tormentas, que es la base para estimar la precipitación máxima probable (PMP).

Sea  $X$  una variable aleatoria que representa el valor más grande anual de la precipitación con una duración  $D_c$  en la cuenca de interés. El objetivo es estimar  $P(x)$ , la probabilidad de excedencia para una precipitación promedio  $x$ , donde  $P(x) = \text{Prob}\{X \geq x\}$ . Fontaine y Potter (ref 2.8) proponen para calcular  $P(x)$  la ecuación

$$P(x) = 1 - \exp\{-\lambda_h/A_h\} \int_{A_h} P(x|y,z) dydz \quad (2.1)$$

donde

$A_h$  área de una región meteorológicamente homogénea que contiene a la cuenca de interés.

$\lambda_h$  oportunidad de ocurrencia de tormentas significantes dentro de la región meteorológicamente homogénea. Una tormenta significativa es una lluvia de duración  $D_c$  que es lo suficientemente grande para producir una altura crítica de precipitación  $x_c$ , si se centrara óptimamente en la cuenca. Una región meteorológicamente homogénea es una región sobre la cual (1) las tormentas significantes están uniformemente distribuidas en el espacio y (2)  $P(x|y,z)$  depende sólo de la localización relativa de la tormenta y los centros de las cuencas.  $\lambda_h$  puede ser estimada como  $m/N$ , siendo  $N$  un periodo de años dentro del que han ocurrido un número  $m$  de tormentas significantes.

$P(x|y,z)$  probabilidad de que la tormenta centrada en  $(y,z)$  produzca una precipitación mayor o igual que  $x$  sobre la cuenca. Este término puede ser estimado gruesamente transponiendo cada tormenta sobre una malla que ha sido sobrepuesta sobre la región homogénea. Sea  $\Delta A$  el área asociada con cada centro de malla e  $i$  su índice. Localice el centro

de cada tormenta significativo en cada uno de los centros de mallas y determine si la tormenta produce una altura promedio de precipitación sobre la cuenca que iguale o exceda a  $x$ . Sea  $m_i(x)$  el número de tormentas que producen una precipitación promedio  $x$  o mayor sobre la cuenca, cuando se centra en la malla  $i$ -ésima. Entonces, para cualquier malla localizada en la malla  $i$ -ésima,  $P(x|y,z)$  puede ser calculado como  $m_i(x)/m$ .

Entonces,  $P(x)$  se puede escribir de manera discreta así:

$$\hat{P}(x) = 1 - \exp [-(\Delta A/N A_h) \sum_i m_i(x)] \quad (2.2)$$

El valor del término dentro de los corchetes es pequeño y la probabilidad de excedencia tiende a ser muy pequeña o cero.

La ecuación (2.2) se puede reescribir como

$$\hat{P}(x) = 1 - \exp [-(1/N A_h) \sum_j \Delta A \sum_i b_{ij}] \quad (2.3)$$

donde

$b_{ij}$  indicador variable para la precipitación promedio de la cuenca de la tormenta  $j$  centrada en  $i$ .  $b_{ij} = 1$  si la precipitación promedio en la cuenca de la tormenta  $j$ -ésima centrada en  $i$  iguala o excede a  $x$ , y de otro modo vale 0. De donde  $m_i(x) = \sum_j b_{ij}$  y el orden de la suma se intercambié.

Si  $\Gamma(x)$  es el lugar de los puntos  $(y,z)$  tales que centrando la tormenta  $j$  en  $(y,z)$  causa una precipitación promedio que iguala a  $x$ , entonces el  $\lim_{\Delta A \rightarrow 0} \Delta A \sum_i b_{ij}$  es el área encerrada por  $\Gamma(x)$ . La ecuación 2.3 se puede evaluar para valores dados de  $N$ ,  $A_h$  y  $m$ , usando mapas de isoyetas con Dc-horas y un mapa de la cuenca. El tamaño del mapa y el tamaño de los  $\Delta A$  determina la precisión numérica.

De aquí, usando datos sobre eventos de tormentas extremas que han ocurrido en una región meteorológicamente homogénea, grande comparada con la cuenca de interés, es posible extender efectivamente los datos base que pueden ser usados para estimar las probabilidades de tormentas de excedencia para la cuenca. Entonces, usando un modelo de lluvia-escurrimiento, se estima la probabilidad de varias características de gastos, tales como gastos picos instantáneos o volúmenes de tormenta.

Por otro lado Foufoula-Georgiou (1989), (ref 2.9) investiga la transposición probabilística de la tormenta como un posible instrumento para valuar la frecuencia de precipitaciones extremas (se consideran éstas a las alturas de precipitaciones mucho más grande que la de 100 años). Enfoca una estimación de la probabilidad de excedencia anual de precipitaciones promedios sobre una cuenca. Trata de usar de manera sistemática la tormenta, la cuenca, y los datos para estimar la probabilidad de excedencia.

Hay muchos temas críticos que quedan por ser investigados antes de que esta aproximación pueda ser usada para valuar tormentas de probabilidad extrema (ref 2.9).

La estimación de la distribución de frecuencias de alturas de precipitaciones extremas sobre una cuenca se hace difícil si se confía sólo en las pocas tormentas que han ocurrido sobre cuencas particulares. La idea fundamental de la transposición estocástica de tormentas (TET) -aborda el término propuesto por Fontaine y Potter (1989)- es alargar los registros de tormentas disponibles por estimación considerando tormentas que no han ocurrido sobre la cuenca de interés pero que pudieran haber ocurrido sobre ella.

Wilson y Foufoula-Georgiou (ref 2.10) hacen una breve revisión del tema de la transposición estocástica de tormentas (TET). Presentan una matemática para representar las características de las tormentas regionales y suposiciones de distribución, y la estimación de la probabilidad de excedencia.

El método provee de una herramienta para ejecutar estudios de riesgos comparativos dentro de una región o entre regiones en una manera más constructiva que usando otros métodos. Los estudios comparativos de riesgo son muy útiles en las decisiones de asignación de recursos para la evaluación y labores constructivas de ajuste en estructuras existentes declaradas inadecuadas bajo los criterios tradicionales de diseño PMP/AMP. Un importante aspecto adicional del método TET es que provee los medios de ejecución de análisis de incertidumbre que pueden ser incorporados en la metodología de la decisiones basadas en riesgo.



Los autores de todos estos métodos sugieren que no se usen, por el momento, para propósitos de diseño.

### 2.3.3 Variación temporal y espacial de las lluvias

Otra visión de las lluvias de diseño es la expuesta por Perry y Shafer (ref 2.11) quienes ofrecen un procedimiento por medio de un análisis de lluvias relacionadas con frecuencias de ocurrencia y que varían espacial y temporalmente, llegando a generar gráficos ilustrativos de la localización ideal para construir obras de control de avenidas. Este análisis ofrece al ingeniero proyectista un significado adicional con el que obtiene el máximo de beneficio de un proyecto de control de avenidas; todo esto lo llegan a realizar mediante programas de computadoras como el desarrollado por el Hydrologic Engineering Center of U.S. Army Corps of Engineers (HEC-2) y el Flood Hydrograph Generation Package (NUDALLS).

### 2.3.4 Pérdidas en la avenida de diseño

Uno de los elementos más importantes en la determinación de la lluvia efectiva, que a su vez determinará realmente cuánto escurre, son las pérdidas. A continuación se describe qué dicen algunos investigadores acerca de métodos para determinar la infiltración.

El procedimiento del número de escurrimiento del U.S. Dept. of Agriculture (USDA) Soil Conservation Service (SCS) es un método para estimar la lluvia en exceso (lluvia efectiva). Fue originalmente desarrollada para conocer el volumen de escorrentía y para generar hidrogramas de diseño para pequeñas cuencas agrícolas. Hjelmfelt Jr. (ref 2.12) comprobó en cuencas agrícolas y urbanas que la ecuación del número de escurrimiento N (ecuación 4.7) o mejor dicho la ecuación de la lámina de escurrimiento directo ( $L_{ed}$ ), en general, se comportó razonablemente bien en condiciones donde la escorrentía fue una fracción sustancial de la lluvia. Así, dentro de sus límites, cumple apropiadamente como un medio que transforma la altura total de precipitación ( $h_t$ ) con un periodo de retorno fijado en lámina de escurrimiento directo.

La precipitación antecedente (ref 2.12) sólo explica una porción de la variabilidad del número de escurrimiento. Las condiciones de humedad antecedentes son asociadas con N altos. Las condiciones secas son asociadas con una amplia diversidad de número de escurrimientos.

Por otro lado, Aron (ref 2.13) discute las deficiencias de las ecuaciones de infiltración de Horton (1933) y el SCS (1949). Propone una solución para la ecuación de Horton al remover la dependencia del valor de infiltración en el tiempo. También, presenta una solución para el recobro de la capacidad de infiltración durante los periodos sin lluvia. Esta solución conviene usarla para eventos de tormenta intermitentes (tormentas complejas).

Los resultados obtenidos usando las ecuaciones de Horton y del SCS, con las modificaciones realizadas, son razonablemente parecidos.

## 2.4 Análisis del escurrimiento

### 2.4.1 Cuando se cuenta con poca información

En la mayoría de los casos la información con que se cuenta es limitada.

El uso del Método Racional (1889) para cálculo de avenidas ha sido de mucha utilidad en la determinación de avenidas de diseños. Ben-Zvi (ref 2.14) propone una revisión en la formulación del método racional y en el procedimiento de su aplicación. Se eliminan dos conceptos mal usados: Que una cuenca tiene un único tiempo de concentración igual al tiempo de flujo a lo largo de la cuenca; y que un evento de precipitación de una probabilidad de ocurrencia dada, resulta en un evento de escorrentía de la misma probabilidad.

### 2.4.2 Avenidas históricas y paleoavenidas o avenidas prehistóricas

La información de avenidas históricas consiste de registros humanos (marcas de aguas máximas, registros escritos, etc.) de avenidas picos que han ocurrido antes de que los registros hidrológicos sistemáticos fueran establecidos en un sitio particular (ref 2.15).

La Hidrología de paleoavenidas la han descrito como el estudio de eventos de flujos pasados o antiguos que ocurrieron antes de las mediciones directas por medio de procedimientos hidrológicos modernos (ref 2.24). Entonces, una paleoavenida es una avenida antigua.

Un tipo de paleoavenida es causado por eventos momentáneos. Por ejemplo, la ruptura de un glacial, que envía sus aguas hacia abajo o la ruptura de un lago que envía su aguas causando inundaciones. Las erupciones volcánicas son otra causa de este tipo de avenidas (ref 2.22). La información de paleoavenidas se obtiene indirectamente usando información física y botánica fuera de toda consideración de cualquier observación humana (ref 2.24).

Los métodos geológicos (ref 2.22) frecuentemente involucran el uso de bolsas de arena y gravas en las paredes de los cauces, también conocidos como sedimentos lentos en el agua, como una evidencia de los niveles de las grandes avenidas. Las observaciones se hacen donde la erosión de las altas velocidades y los escombros son mínimos de tal forma que el área de la sección transversal presente es probablemente representativa de las condiciones en el tiempo de la avenida. El periodo histórico de la paleoavenida se obtiene (ref 2.23) fechando con carbón radiactivo depósitos orgánicos contemporáneos con los de la avenida, y el gasto o caudal es calculado por el método área-pendiente u otro método indirecto.

Por otro lado, los dendrocronologistas (ref 2.22) han estudiado los anillos de crecimiento de los árboles y han definido varias anomalías en los periodos húmedos y secos. Con esto no se pueden obtener datos cuantitativos de avenidas, pero si suministran información, para una cuenca determinada, de que en algunos periodos húmedos ocurrieron los más altos escurrimientos y hasta precisan un lapso de tiempo en el que se presentaron. También existe la posibilidad de deducir de que algunas de las avenidas pudieran ser extremas (o raras). Estudios de este tipo se han realizado en la zona septentrional de México (ref 2.22).

Otro tipo de paleoavenidas es causada por lluvias muy intensas y frecuentes sobre el área de cuencas pequeñas pero que no están limitadas a ellas. La Biblia relata una de las más grandes avenidas ocurridas,

el diluvio (Génesis, caps. 6-8 ), que está catalogada como una avenida prehistórica. Por otro lado el Popol-Vuh habla de un hecho ocurrido en épocas prehistóricas en la zona comprendida probablemente entre el sureste de México y el norte de Nicaragua. Estas avenidas denotan que han sido mucho más grandes que las ya existentes registradas en los últimos 90 años de mediciones hidrométricas en México (ref 2.21).

Los registros de avenidas son relativamente cortos.

El cálculo e interpretación de avenidas basadas en evidencias geológicas puede proveer información acerca de que ha pasado y que podría pasar en el futuro, y con ello ayudan a mejorar la relación de frecuencia y evaluación de riesgos de avenidas con periodos de retorno grandes.

La utilidad de información paleológica para el análisis de frecuencia de avenidas es afectada por un gran número de factores, no todos de cuyos efectos pueden ser cuantificadamente valuados con confianza ( Hosking y Wallis, ref 2.23). La información paleontológica trae errores de medición causados por los mismos datos paleontológicos, condición que afecta al analizar las frecuencia de las avenidas. Aunque consideran que son de menor importancia los errores en la estimación de las fechas de las paleoavenidas.

#### 2.4.3 Métodos de análisis de frecuencias.

Una de las metas de los hidrólogos es estimar una avenida correspondiente a una probabilidad dada de ocurrencia. Cuando se cuenta con registros de avenidas, la estimación de las avenidas pueden obtenerse por medio del análisis de frecuencia. Sin embargo, comúnmente sólo se cuenta con un registro muy corto, principalmente cuando las avenidas a ser estimadas tienen que ser extrapoladas más allá de la longitud de los registros disponibles. En tales circunstancias, una posible aproximación para mejorar las avenidas estimadas es empezar a adicionar información dentro del análisis en la forma de datos históricos o paleoavenidas.

En un análisis de frecuencia de avenidas regionales (ref 2.23), se encontró que un estimado del evento paleológicamente máximo en un sitio

en la región no mejorará la precisión de los eventos extremos en otros sitios en la región. Concluyen que una información paleontológica es mucho más útil cuando la distribución de frecuencia se ajusta para tres parámetros para un sitio singular y con registros cortos de medición. Y cuando varios registros de medición de diferentes sitios (homogéneos e independientes) son usados en un análisis de frecuencia regional, el valor de la información paleontológica, dentro de ese estudio (ref 2.23) es despreciable.

Cuando se dispone de información histórica o de paleoavenidas, los métodos de estimación paramétrica (ver capítulo 5) son rápidamente aplicables. Guo (ref 2.28) sugiere utilizar un modelo no paramétrico de variable Kernel que investiga y compara con los métodos paramétricos. En la aproximación paramétrica la función de densidad de probabilidad es directamente estimada de la muestra. Este procedimiento permite que la serie de avenidas máximas anuales "hablen por si mismas". Generalmente, el método no paramétrico coloca un fuerte peso en las magnitudes de avenidas en la vecindad de las magnitudes específicas de los gastos  $x$ ; por el contrario, la aproximación paramétrica usa la información histórica y la sistematiza como un todo. En resumen, el estimador Kernel no paramétrico que propone Guo, provee de otro instrumento útil dentro del análisis de la frecuencia de las avenidas. Se espera que la aproximación no paramétrica vendrá a ser más ampliamente usada en la práctica debido a sus méritos y a causa de las serias limitaciones de los métodos paramétricos clásicos.

Adamowski y Feluch (ref 2.15) incluyen información histórica dentro de un análisis no paramétrico de frecuencia de avenidas. También, desarrollan e incorporan un Kernel en la forma de una distribución Gumbel al cálculo de la densidad no paramétrica. Ellos encontraron que la forma Kernel tiene muy poca influencia sobre la extrapolación de la función de densidad estimada. Estos autores consideran que la precisión de la predicción de los gastos se mejora significativamente cuando se estiman las avenidas con periodos de retorno grande a partir de registros de medición cortos haciendo uso de información histórica.

Potter y Lettenmaier (ref 2.17) no comparan la estimación de la frecuencia de las avenidas con la simulación de Monte Carlo, más bien presentan un método alternativo que es el remuestreo de los registros

históricos. Sus medidas se realizan mediante dos estadísticos: el primero fue un sustituto de una avenida de daño, que fue definida como una potencia del exceso de la avenida pico sobre un umbral fijado aproximadamente igual a la avenida media anual; el segundo fue el estimador de la avenida de 100 años. Los resultados con este método son cualitativamente similares a los obtenidos en estudios de Monte Carlo.

Por otro lado, Jin y Stedinger (ref 2.16) desarrollan estimadores de máxima verosimilitud generalizados que eficientemente se emplean con información histórica "in situ" y en registros sistemáticos de avenidas con un índice regional de distribución de avenidas. Los experimentos de Monte Carlo documentan la ejecución de estos estimadores en regiones heterogéneas y homogéneas, con diferentes longitudes de registros históricos y con varios umbrales de percepción. Entre los estimadores describen los métodos para análisis regional de metodologías de probabilidad de momentos pesados (PWM/media), de estimadores de máxima verosimilitud generalizados (GMLE/media) y en el sitio (GMLE/AS), que se reduce a PWM/AS cuando el H que es igual al número de años del periodo histórico, es cero. Demuestran que el uso de información es valdadera en los sitios que se dispone, sobretodo cuando es cuidadosamente empleada con registros estacionarios de avenidas y procedimientos estadísticos apropiados y fuertes. Como también en la estimación de los índices regionales de estimación de avenidas.

Uno de los defectos que señalan Sivapalan et al. (ref 2.18) de la teoría original del hidrograma unitario geomorfológico (GUH) es que supone que la escorrentía es generada uniformemente del área de la cuenca entera. En muchas cuencas, una gran parte de la escorrentía durante los eventos de tormenta se producen en áreas parciales la que generalmente forman una banda estrecha a lo largo de la red de drenaje de la corriente. Desarrollaron un modelo de respuesta de tormenta que incluye generación de escorrentía sobre áreas parciales con los mecanismos Hortonianos y Dunne, en la que presentan una metodología que integran estas áreas parciales del modelo de generación de escurrimiento con el modelo GUH basado en tránsito del escurrimiento; esto conduce a un modelo generalizado GUH. El GUH generalizado y el modelo de respuesta de la tormenta se usan para estimar físicamente la distribución de frecuencia de avenidas. En muchos trabajos previos el estado de la humedad inicial de la cuenca ha sido asumido a ser constante por todas

las tormentas. Sivapalan et al. recomiendan que el modelo de frecuencia de avenidas que han desarrollado necesita ser aplicado a algunas cuencas reales antes de que uno pueda estar seguro que las conclusiones hechas en este artículo expliquen correctamente los datos de las avenidas que presentan como resultados.

En el caso de pequeñas cuencas no aforadas se requieren los hidrogramas y distribuciones de frecuencias de avenidas; debido a la falta de datos de escurrimientos, Shen et al. (ref 2.19) con base en resultados obtenidos de un modelo de lluvia-escurrimiento, basado en la teoría de la onda cinemática, desarrollan expresiones simples para expresar el tiempo de concentración, tiempo al pico, y el flujo pico como función de las características de la cuenca. Aplican las distribuciones derivadas de avenida-frecuencia a varias cuencas ideales con varias tormentas y características de las mismas. Consideran que las expresiones simples desarrolladas de estos estudios sobre tiempo al pico, magnitud del flujo pico, y tiempo de concentración se puede usar para obtener estimaciones de las características de los hidrogramas de cuencas sin aforos.

El uso de la distribución Gamma para los tiempos de retención de las corrientes (van der Tak et al., ref 2.20), más bien que las distribuciones tradicionales exponenciales, resultan en los hidrogramas instantáneos geomorfológicos (GIUHs) que fijan mejor los datos basados en IUHs. Incorporan los efectos de la pendiente en colinas dentro del modelo gamma GIUH (GGIUH) suponiendo que la distancia de viaje en la colina en un área de un dado orden es aproximadamente el inverso de dos veces la densidad local de drenaje e introducen el término de velocidad de colina. Desarrollan un procedimiento de método de momentos para estimar los términos de velocidad en el canal y la colina dentro del modelo GGIUH de los momentos de entrada de lluvia y de gastos de descarga de salida. Se encontró que las velocidades en colinas son 2 órdenes de magnitud más pequeñas que las velocidades del canal. Los valores encontrados para los últimos son razonables dando los rangos de valores dados en la literatura de velocidades de canales. Similarmente el término de la velocidad de las colinas encontrado por el método de momentos se iguala a las velocidades de macroporos reportadas en la literatura.

## REFERENCIAS

2.1 LAVE, L.B , RESENDIZ-CARRILLO, D. y MCMICHAEL, F.C., "Safety Goals for High-Hazard Dams: Are Dams Too Safe?, Water Resources Research, Vol. 26, No. 7, págs 1383-1391. Paper No. 90WR00483. July, (1990).

2.2 SNYDER, F.F., "Hydrology of Spillway Design: Large Structures-Adequate Data", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE, paper 3915), Vol. 90, No. HY3, págs 239-259. May, (1964)

2.2a SNYDER, F.F., "Closure" a las discusiones de la ref 2.2, ASCE, HY4, págs 289-292. (1964).

2.3 BENSON, M.A., "Discusión al paper de la ref 2.2", ASCE, HY5, págs. 297-298. September, (1964).

2.4 POSEY, CH. J., y ALEXANDER, G. N., "Discusión al paper de la ref 2.2", ASCE, HY1, págs 210-219. January, (1965).

2.5 DAWDY, D.R., y LETTENMAIER, D.P., "Initiative for Risk-Based Flood Design", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No.8, págs 1041-1051. ASCE, paper No. 21732. August, (1987).

2.6 DOMÍNGUEZ M., R. , "Conversación personal con el Investigador del Instituto de Ingeniería, como director de Tesis", enero, (1993).

2.7 COCHRANE, H., "The Economics of Dam Failure: Another Look at Catastrophic Losses", Water Resources Research, Vol. 25, No. 9, págs 1931-1935. Paper No. 89WR01017. September (1989).

2.8 FONTAINE, T.A., y POTTER, K.W., "Estimating Probabilities of Extreme Rainfalls", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 11, págs 1562-1575. ASCE, Paper No. 24058. November, (1989).

2.9 FOUFOULA-GEORGIU, E., "A Probabilistic Storm Transposition Approach for Estimating Exceedance Probabilities of Extreme Precipitation Depths", Water Resources Research, Vol. 25, No.5, págs 799-815. Paper número 88WR04331. May (1989).

2.10 WILSON, L.L. y FOUFOULA-GEORGIU, E., "Regional Rainfall Frequency Analysis via Stochastic Storm Transposition", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 7, págs 859-880, ASCE, Paper No. 24847. July, (1990).

2.11 PERRY, G.R. y SHAFER, K.L., "Frequency-Related Temporally and Spatially Varied Rainfall", Journal of Hydraulic Engineering,



Vol. 116, No. 10, págs 1215-1231. ASCE, Paper No.25133. October, (1990).

2.12 HJELMFELT JR., A.T., "Investigation of Curve Number Procedure", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, No. 6, págs 725-737. ASCE, Paper No. 25918. June, (1991).

2.13 ARON , G., "Adaptation of Horton and SCS Infiltration Equations to Complex Storms", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 118, No. 2, págs 275-284. ASCE, Paper No.232 March/April, (1992).

2.14 BEN-ZVI, A., "Toward a New Rational Method", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 9, págs 1241-1255. ASCE, paper No. 23888. September, (1989).

2.15 ADAMOWSKI, K., FELUCH, W., "Nonparametric Flood Frequency With Historical Information", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.116, No. 8, págs 1035-1047. Paper No. 24951. August (1990).

2.16 JIN, M. y STEDINGER, J.R., "Flood Frequency Analysis With Regional and Historical Information". Water Resources Research, Vol. 25, No. 5, págs 925-936. May (1989). Paper número 88WRO4277.

2.17 POTTER, W.K. y LETTENMAIER, D.P., "A Comparison of Regional Flood Frequency Estimation Methods Using a Resampling Method", Water Resources Research, Vol. 26, No.3, páginas 415-424. March 1990. Paper número 89WRO2743.

2.18 SIVAPALAN, M., WOOD, E.F. y BEVEN, K.J., "On Hydrology Similarity. 3. A Dimensionless Flood Frequency Model using a Generalized Geomorphologic Unit Hydrograph and Partial Area Runoff Generation". Water Resources Research, Vol. 26, No. 1, págs 43-58. Paper número 89WRO1579. January (1990).

2.19 SHEN, H.W., KOCH, G.J. y OBEYSEKERA, J.T.B., "Physically Based Flood Features and Frequencies", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No.4. Paper número 24550. April de (1990).

2.20 VAN DER TAK, L.D. y BRAS, R.L., "Incorporating Hillslope Effects Into the Geomorphologic Instantaneous Unit Hydrograph", Water Resources Research, Vol. 26, No. 10, páginas 2393-2400. Paper número 90WRO0862. October (1990).

2.21 ACOSTA G., A., "Problemática del desarrollo de la hidrología", Revista de Ingeniería Hidráulica en México, número especial, octubre de (1990).

2.22 MATTHAI, H.F., "Floods", en Surface Water Hydrology, editado por Wolman y Riggs, The Geology of North America, Vol.0-1. Boulder, Colorado. (1990).

2.23 HOSKING, J.R.M. y WALLIS, J.R., "Paleoflood Hydrology and Flood Frequency Analysis", Water Resources Research, Vol. 22, No. 4, págs 543-550. Paper número 5WR4147. April (1986).

2.24 GUO, S.L., "Nonparametric Variable Kernel Estimation With Historical Floods and Paleoflood Information", Water Resources Research, Vol. 27, No. 1, págs 91-98. Paper número 90WR01972. January (1991).

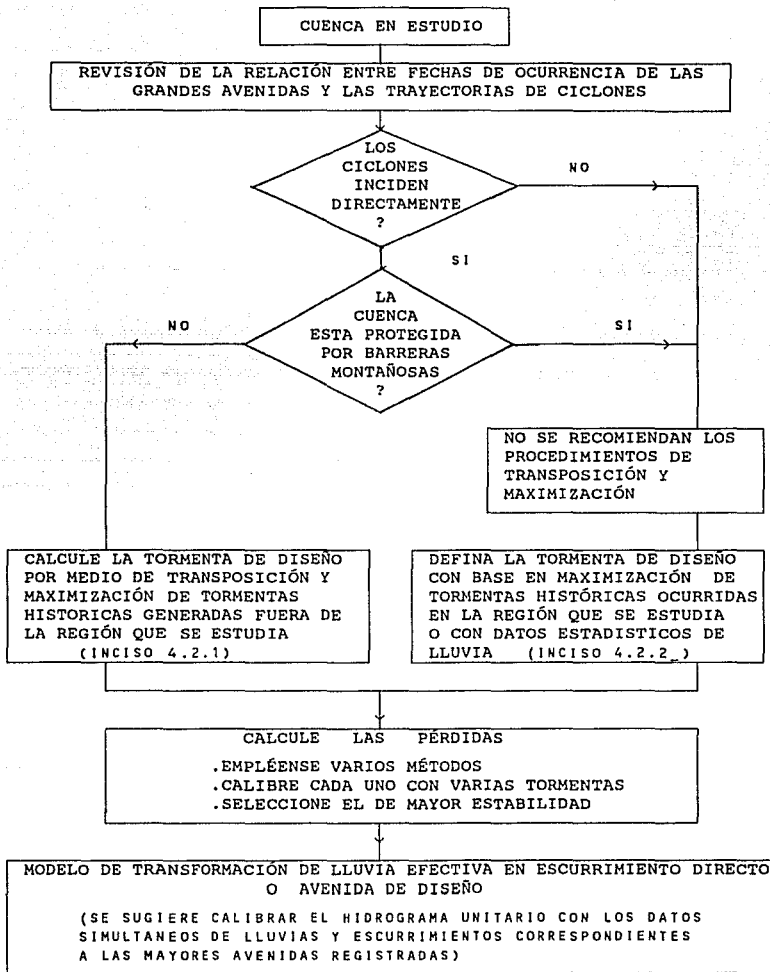


FIGURA 2.1 DIAGRAMA DE BLOQUES PARA LA OBTENCIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS.

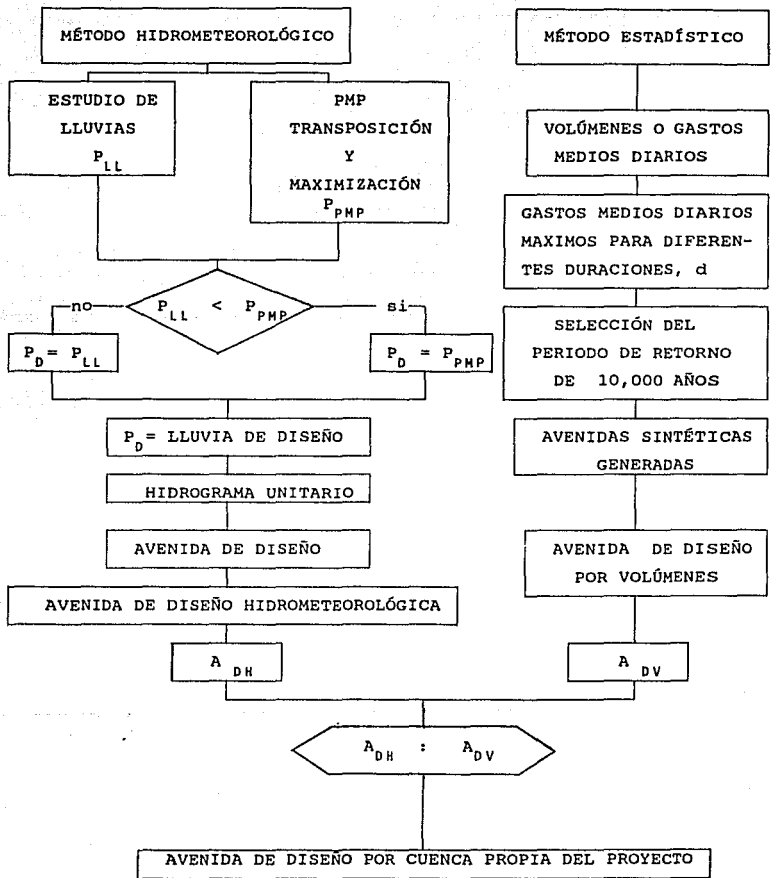


Figura 2.2 Procedimiento para la selección de la avenida de diseño

### 3. ANÁLISIS DE RIESGO

#### 3.1 Introducción

El diccionario define el riesgo como contingencia o proximidad de un daño. Esto es, la posibilidad de pérdida o daño a personas y propiedades. En términos ingenieriles, el riesgo se definiría como "la probabilidad de pérdidas o daños a personas y propiedades" (ref 3.1).

El análisis de riesgo es un estudio que se realiza para determinar la consecuencia de falla en términos del posible daño a propiedades o personas.

En este caso se habla de obras de ingeniería hidráulica, en su diseño o revisión, específicamente de vertedores de presas de almacenamiento. El diseño de una obra implica una vida estructural de la misma durante la cual se espera que la estructura responda a su especificación de diseño. Algunas estructuras tienen definido la vida útil o económica de diseño, pero frecuentemente ese rango de vida no se hace muy explícito, como en el caso de una presa.

"La pregunta más importante que encara el diseñador de cualquier estructura hidráulica es ¿Cuál es el riesgo de falla? , el precio de la falla de una presa grande es alto y el riesgo de que ocurra debe ser minimizado" (ref 3.2).

Es difícil realizar una evaluación cuantitativa de todos los factores que puedan conducir a la falla de la obra, pero en líneas generales (ref 3.3) a continuación se provee al diseñador de un medio lógico de comparación entre las varias opciones que se le pueden presentar:

- a) La identificación de los eventos o secuencias que pueden conducir a la falla y la determinación de su probabilidad de ocurrencia.
- b) La identificación de las características específicas de la estructura que podrían iniciar la falla total o falla parcial y la estimación de su probabilidad.
- c) La posibilidad de combinación de los eventos en a) y en b).
- d) Las consecuencias, incluyendo el pronóstico de los costos en los aspectos económicos, sociales y ambientales de cada combinación en c).

Un diseño inadecuado de un vertedor es usualmente causado por una avenida de diseño inadecuada (ref 3.4)...pero también habría que pensar en que cualquiera que sea la magnitud de la obra vertedora, existirá siempre una probabilidad, esto es que lleva implícito un riesgo, de que se presente una avenida que exceda su capacidad (ref 3.5).

Entonces, ¿cuál es la capacidad adecuada de la obra vertedora?, ¿cómo elegir esa capacidad? y ¿cuál es el riesgo que se corre al elegir esa determinada capacidad?.

Para responder a éstas preguntas se estudiarán básicamente dos procedimientos. Uno de ellos es el más simple y determina el método para calcular la avenida de diseño seleccionando un periodo de retorno o una probabilidad de que la avenida sea excedida al menos una vez. Un segundo procedimiento es el del diseño económico que consiste en encontrar el tamaño o capacidad adecuada del vertedor, correspondiente a un periodo de retorno económicamente óptimo.

### 3.2 Periodo de Retorno, Frecuencia y Riesgo.

El periodo de retorno (T) o intervalo de recurrencia (T) es el intervalo promedio dentro del cual un evento  $x_0$  será igualado o excedido (ref 3.6).

Supóngase que para un sistema hidrológico invariante en el tiempo, la probabilidad de ocurrencia de un evento,  $x$ , más grande que el evento de diseño,  $x_0$ , durante un periodo de  $n$  años es  $P = P(x_0 \leq x)_h$ . Entonces la probabilidad de no excedencia,  $Q = Q(x_0 \leq x)_h$ , es  $1-P$ . Si este evento de diseño tiene un periodo de retorno de  $T$  años y una probabilidad de excedencia anual correspondiente de  $p = P(x_0 \leq x)$  entonces, la relación entre probabilidad de excedencia anual y periodo de retorno es la siguiente

$$p = P(x_0 \leq x) = 1 / T \quad (3.1)$$

en la que  $P(x_0 \leq x)$  es la probabilidad de excedencia anual de  $x_0$ , o frecuencia y  $T$  el periodo de retorno, en años. Los términos frecuencia y periodo de retorno se usan a menudo intercambiabilmente, aunque estrictamente hablando, frecuencia es el recíproco del periodo de retorno. Una frecuencia de  $1/T$ , o de uno en  $T$  años, corresponde a un periodo de retorno de  $T$  años.

La probabilidad de no ocurrencia o de no excedencia en un año cualquiera es  $q = Q(x_0 \leq x)$

$$q = Q(x_0 \leq x) = 1 - P = 1 - 1 / T \quad (3.2)$$

La probabilidad de no ocurrencia o de no excedencia en  $n$  años de vida sucesivos es

$$Q(x_0 \leq x)_h = Q = (1 - 1/T)^n \quad (3.3)$$

Finalmente, la probabilidad o el riesgo de que el evento  $x$  ocurrirá en al menos una vez en los  $n$  años sucesivos es

$$P(x_0 \leq x)_h = 1 - Q = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (3.4)$$

en la que  $P(x_0 \leq x)_h$  es el riesgo de falla o riesgo permisible de falla.

Se definirá el periodo de retorno económicamente óptimo (ref 3.8) como aquel para el cual el valor esperado del costo total, es decir el costo de la obra vertedora más el costo de mantenimiento y operación, más el costo esperado de las consecuencias que provocaría una falla, sea mínimo. Es el periodo de retorno que resulta del análisis de diseño económico que se desarrollará en el inciso 3.3.1.

### 3.3 La Avenida de diseño para dimensionar el vertedor.

#### 3.3.0 Presentación

Una obra vertedora es el dispositivo cuya función fundamental es proteger a la presa de la falla y, de paso, proteger las propiedades aguas abajo de la cortina, de las aguas originadas por el escurrimiento y de la almacenada en exceso en el vaso (ref 3.9). El costo de un vertedor y el espacio de sobrecarga para almacenaje que lo acompañan constituyen un seguro, no sólo para la presa misma, sino que también para las vidas humanas y por supuesto para las propiedades situadas aguas abajo de la presa. Consecuentemente, se diseña el vertedor para proteger la presa y el vaso contra la falla y para controlar los flujos a descargarse, aunque no se intenta que la presa y el almacenaje potencial de la misma provean el control de las avenidas para la protección de las propiedades aguas abajo.

Hay que tener presente, principalmente al momento de elegir los requerimientos para el vertedor, a que clase de presa se destinará el proyecto. El Grupo de Trabajo del Committee on Hydrology del ASCE desarrolló en su trabajo sobre diseño hidrológico de vertedores (ref 3.9) la siguiente clasificación para las presas:

Clase 1. Presas donde la falla no puede ser tolerada

Clase 2. Presas donde la falla resultará en serias pérdidas económicas y

Clase 3. Presas donde la falla estructural podría resultar en daños menores.

Dentro del planeamiento y el diseño de una presa, el dimensionamiento del vertedor y la sobrecarga de almacenaje que se le provee, tiene efectos en lo económico y la factibilidad física del proyecto. Dentro de este contexto, el ingeniero, para decidir la disposición definitiva del vertedor y la sobrecarga, se guía con las consideraciones basadas en lo económico, lo ético y las políticas, y también en los criterios técnicos de hidrología, hidráulica y el diseño estructural. Por lo que, como un resultado, el problema de la selección de la avenida de diseño del vertedor se resuelve, en la mayoría de los casos, por experiencia y sano juicio más bien que por rígidos procedimientos técnicos.



Por otro lado, la selección de la avenida de diseño para dimensionar (ref 3.10) el vertedor comprende dos aspectos:

- (1) la selección del criterio de seguridad y
- (2) la estimación de la avenida que corresponde a ese criterio.

A su vez, el criterio de seguridad para presas de almacenamiento y vertedores se selecciona de dos maneras (ref 3.10 y 3.11) . Primero, se debe prevenir la falla de la presa a cualquier costo, si tal falla pudiera causar pérdidas de vidas humanas o resultara en una catástrofe económica y serias consecuencias sociales y ambientales. Este es el criterio de "no riesgo". Segundo, porque la sociedad no puede gastar para prevenir la falla de todas las presas, se debe tolerar alguna probabilidad de falla. Este último se refiere al criterio "basado en la probabilidad".

Se presentarán dos procedimientos para la elección del periodo de retorno que definirá la magnitud de la avenida de diseño:

1. Diseño económico
2. Determinación práctica del periodo de retorno más adecuado

### 3.3.1 *Diseño económico*

Este criterio relaciona la capacidad de diseño del vertedor con la magnitud y frecuencia de posibles avenidas, y principalmente con el valor monetario de la obra vertedora y la presa, con el costo correspondiente al valor esperado de los daños provocados por una falla debido a la insuficiencia en la capacidad del vertedor.

"Conforme el gasto de diseño sea mayor, se requerirá una mayor inversión para realizar la obra y, en cambio, disminuirá la probabilidad de falla por incapacidad de la obra y con ello el valor esperado de los daños" (ref 3.12).

Este análisis no incluye el riesgo de falla de los componentes del proyecto hidráulico y estructural, que formarían junto con el hidrológico el riesgo total de falla.

De consideraciones económicas, la mejor forma de definir el gasto

de diseño óptimo para dimensionar la obra vertedora es el correspondiente a un periodo de retorno (que se le llama económicamente óptimo), que minimiza el costo del proyecto.

El costo promedio anual encierra los siguientes costos (ref 3.13 y 3.14):

1. Valor anual del costo total de construcción de la obra vertedora repartido en la vida económica de la estructura.
2. Costos anuales de operación y mantenimiento de la obra vertedora.
3. Valor anual de los daños por efecto de la avenida para la obra vertedora propuesta.

El valor esperado de la obra vertedora se puede obtener con base en un periodo de retorno que se defina y el gasto de diseño correspondiente, elaborándose el anteproyecto y determinando su costo. Los costos de operación y mantenimiento anual pueden estimarse de obras ya construidas o como un porcentaje del costo de la obra. En estos dos primeros costos se pueden incluir intereses, impuestos y depreciaciones.

Para cada alternativa, el costo de 1. y 2., listados arriba, se pueden calcular por procedimientos estándares de ingeniería económica. El valor esperado del costo de la falla es, en cambio, difícil de determinar, ya que en él están involucrados los daños a la presa, daños ambientales y otras consecuencias que resultan de su falla. Tales consecuencias se ejemplifican en daños estructurales, pérdidas de carreteras, puentes, interrupciones de tráfico, pérdidas de vidas humanas y vida animal, daños en cosechas, pérdidas de tierra, daños a habitaciones, costos de limpieza, etc. y costos derivados del retraso en la producción, entre otros.

Entonces, el último costo se puede calcular por los siguientes pasos:

1. Prepárese una curva Magnitud de la Avenida (Q), versus Probabilidad de Excedencia (P). Para ello, se tiene que realizar un estudio hidrológico de la zona para determinar la probabilidad de excedencia para distintos gastos máximos. Las probabilidades, expresadas en veces por año, y los gastos correspondientes se dibujarán en una

figura, como la fig. 3.1.

2. Para una alternativa de diseño seleccionada, recolecte datos de campo sobre daños por avenidas: Magnitud de Daños por avenidas ( $J$ ) para varios niveles de agua ( $H$ ) o gastos de avenidas ( $Q$ ). Si para un sitio en estudio, la información se tiene en niveles de agua ( $H$ ), convierta estos niveles en el correspondiente gasto, usando una relación niveles-gastos, ver fig. 3.2.

3. Combinando los pasos 1. y 2. prepárese una relación de Daños-Frecuencia o una curva (ver fig. 3.3), de Magnitud de Daños ( $J$ ) versus probabilidad de excedencia ( $P$ ).

4. Determínese el área bajo la curva Daños-Frecuencia ya sea gráficamente o aritméticamente para obtener el daño anual de la avenida bajo las condiciones del proyecto seleccionado (de la figura 3.3 a).

Para cada alternativa de diseño determínese la probabilidad de excedencia y calcúlese su periodo de retorno ( $T$ ). Los costos de construcción anual y el costo de operación y mantenimiento anual de la alternativa de diseño seleccionada se suman al costo de daño anual calculado arriba y, se obtiene el costo total anual (ver fig 3.4). Luego se procede a realizar un análisis similar con otras alternativas de diseño.

En la fig 3.1 se puede observar el gasto de diseño  $Q_0$  que tiene una probabilidad  $P_0$  y origina un daño esperado  $D_0$  (ver fig 3.3a). Para un gasto  $Q'_0$  mayor que el  $Q_0$  se obtiene un daño esperado  $D'_0$  menor (ver fig 3.3b).

Se dibujan los datos calculados de costo total anual versus periodo de retorno ( $T$ ), según se muestra en la figura 3.5. De esta gráfica se obtiene el periodo de retorno económicamente óptimo. Por lo que se puede obtener la avenida de diseño para la que se obtendrá la magnitud óptima de la obra vertedora, ver figura 3.5.

### 3.3.3 Determinación práctica del periodo de retorno más adecuado

Los criterios de seguridad que se presentan a continuación son lineamientos a seguir basados en la experiencia práctica de instituciones con mucha trayectoria en el diseño y construcción de presas. Principalmente se muestran los criterios elaborados en los Estados Unidos, la experiencia en México y la escuela Rusa.

La experiencia de los Estados Unidos hace uso de, principalmente tres tipos de avenidas de diseño para el dimensionamiento del vertedor en función del tamaño del proyecto de presa, las cuales también tienen un uso bastante frecuente en México:

(1) La Avenida Máxima probable (AMP). La AMP se define como la más severa avenida considerada razonablemente posible de ocurrir en la cuenca de drenaje considerada. La derivación de la AMP se realiza por una maximización razonable de los factores meteorológicos e hidrológicos que operan para producir una tormenta máxima que da como consecuencia la avenida. La probabilidad matemática de ocurrencia de una avenida máxima probable en cualquier cuenca de drenaje particular es muy pequeña, no evaluable y sin significado en cualquier evento (ref 3.15). La AMP se obtiene de la PMP mediante un modelo adecuado de relación lluvia-escorrentamiento. De acuerdo con el National Weather Service 1982), la PMP se define como la altura teórica de precipitación más grande para una duración dada que es físicamente posible en una localización geográfica, en un cierto mes del año (ref 3.16).

(2) La Avenida Estándar de Proyecto (AEP). La AEP representa los gastos de descarga que son esperados a causa de las más severas combinaciones de las condiciones meteorológicas e hidrológicas que son consideradas características de una región específica; en éstas se excluyen combinaciones extremas raras. La estimación de la AEP preparada para un gran número de cuencas de drenaje relativamente pequeñas, en EUA, tienen un rango del 40 % al 60 % de la AMP, con un promedio de alrededor del 50 % de la AMP (ref 3.15).

(3) Las Avenidas Basadas en Análisis de Frecuencia (ABF). Las ABF resultan del análisis estadístico de registros de escurrimientos, incluyendo la estimación de frecuencia de avenidas en sitios individuales y el análisis regional de frecuencia de avenidas. Aunque

el uso de los datos de gastos picos es suficiente, en muchos casos cuando el diseño se basa en la economía, habría algunas veces que los datos de frecuencia-volumen se deben considerar (ref 3.17).

En México se acostumbra utilizar, para presas grandes, cuya falla conduciría a daños catastróficos (ref 3.18), el criterio de la precipitación máxima probable (PMP) para obtener la avenida máxima probable (AMP) o un periodo de retorno de 10,000 años.

La Tabla 3.1 (ref 3.19 ) muestra una clasificación de presas con tres categorías que ilustran los factores involucrados. En ella se utilizan la AMP, la AEP y periodos de retorno de 50 a 100 años, respectivamente para presas de categorías grandes, intermedias y pequeñas.

Por otro lado, el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (U.S.D.A. Soil Conservation Service), ref 3.20, tiene a bien clasificar los embalses pequeños en tres tipos que se presentan a continuación y la Tabla 3.2 (ref 3.21) muestra un criterio de diseño mínimo para los vertedores de tales presas :

- Tipo A Estructuras localizadas en zonas rurales o agrícolas donde la falla pueda dañar granjas agrícolas, zonas de cultivo o terrenos públicos o caminos rurales.
- Tipo B Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas donde la falla de ellas pueda dañar casas aisladas, carreteras principales, caminos rurales, líneas férreas o cause interrupción en el uso de los servicios públicos o relativamente importantes.
- Tipo C Estructuras localizadas en sitios donde su falla pueda ocasionar pérdida de vidas humanas, fuertes daños sobre casas, construcciones industriales, edificios comerciales y edificios públicos, carreteras principales o líneas férreas.

La clasificación de las presas toma en consideración las características físicas de los valles abajo del sitio de una presa y el presente y potencial económico desarrollado para esa área. A causa de que las pequeñas presas se localizan en cuencas que tienen pocos o no tienen datos hidrológicos disponibles, el criterio para el diseño de vertedores está basado en análisis de datos de lluvias para obtener

luego por medio de un modelo lluvia-escorrentamiento la avenida de diseño para el vertedor o para definir el bordo libre.

El período de retorno a seleccionar para el diseño es función de la clase de presa, propósito, tamaño relativo (obtenido del producto del volumen de almacenaje del vaso y la altura efectiva de la presa, ver figura 3.6), la localización con respecto a otras existentes o planeadas aguas arriba, y el tipo del hidrograma, que puede ser de (a) hidrograma para el vertedor o (b) un hidrograma para definir el borde libre. Las mínimas alturas de precipitación se muestran en la tabla 3.2. Estas alturas de precipitación tienen un rango entre un valor mínimo correspondiente a una frecuencia de 100 años y un valor máximo correspondiente a la PMP. Debe observarse que la mínima duración de la tormenta a ser usada en el diseño del vertedor es de 6 horas. Donde el tiempo de concentración sea mayor de 6 horas, la duración de la tormenta se hará igual al tiempo de concentración.

La figura 3.6 describe tres elevaciones usadas en el diseño del vertedor:

- (1) La elevación de la cresta del vertedor, el NAMO (Nivel de Aguas Máximo de Operación),
- (2) la elevación del máximo almacenaje de diseño, el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) y
- (3) la elevación mínima de la cresta de la presa (una vez tomado en cuenta la elevación propia permisible por asentamiento del terraplén).

El volumen total de almacenaje (4) es el volumen del vaso medido a la elevación de la cresta del vertedor. A la vez, el volumen total de almacenaje se subdivide en volumen útil (5), volumen muerto (6) y el volumen de azolves (7), asociados respectivamente con el NAMO (1), el NAMINO -Nivel de Aguas Mínimas de Operación- (10) y el NAMU -Nivel de Aguas Muertas- (11); el volumen de sobrecarga o de regulación de avenidas (7) es la porción del vaso localizada entre la elevación de la cresta del vertedor y la elevación del máximo almacenaje de diseño (NAME) . El borde libre (8) es la diferencia de la elevación de la corona de la presa y la elevación del máximo almacenaje de diseño.

Otra clasificación de presas, basada en su tamaño, es la preparada por el Corps of Engineers, ver tabla 3.3 (ref 3.22), en la que se distinguen los tamaños pequeño, intermedio y grande, en función del

volumen de almacenaje y la altura de la presa, pero que junto con las tablas 3.4 y 3.5 define el criterio para la selección del periodo de retorno para el diseño del vertedor.

No ha sido establecido todavía ningún criterio de seguridad, para presas, universalmente aceptado. Sin embargo, existe un concenso general en favor de la AMP para el diseño de grandes presas de alto potencial de peligrosidad. Una clasificación del potencial de peligrosidad basado en pérdidas de vidas y propiedades ha sido dada por el U.S. Army Corps of Engineers (1979), como se muestra en la tabla 3.4 y la 3.5 donde se recomiendan la selección de una avenida como algún porcentaje de la AMP, basado en el tamaño de una presa y su potencial de peligrosidad (ref 3.22).

De acuerdo con la institución Central Water Commission (1976), (ref. 3.22) para el diseño de vertedores de presas grandes y medianas con capacidad de almacenaje de más de  $60 \text{ Hm}^3$  se usa la AMP. Para el diseño de presas de derivación y presas menores con una capacidad de almacenaje de menos que  $60 \text{ Hm}^3$ , usan la más grande entre la AEP o una avenida de 100 años. Para el diseño de estructuras menores se usa la ABF; dependiendo de la importancia de la estructura se usa una avenida de 50 o 100 años de frecuencia.

Por otro lado, la escuela rusa de hidráulica, 1992, (ref 3.23), clasifica todas las estructuras hidráulicas dentro de cuatro clases, o categorías y, en cada categoría se especifica la probabilidad de ocurrencia de que una avenida sea más grande que la de diseño, ver la tabla 3.6. Dicha tabla también menciona la capacidad hidroeléctrica de la presa en cada una de sus categorías.

### 3.4 Comentarios Finales.

La necesidad de diseñar y construir presas seguras, lleva a los organismos encargados de tales labores a preparar marcos de referencia que orienten en esas actividades, principalmente cuando está en juego la vida del hombre y las actividades productivas que se desarrollan aguas abajo de las presas. En este capítulo se ha intentado presentar principalmente dos criterios:

- El diseño económico cuya limitación fundamental se encuentra en la estimación de los costos esperados por daños y
- El procedimiento práctico o por medio de tablas que puede llevarnos a un diseño seguro pero con un costo muy alto, en algunos casos.

Estos criterios toman en consideración la elección de un determinado periodo de retorno (T) que corresponde a una avenida, de esta manera se incurre en un riesgo, y este es entonces identificado, dentro de este contexto, con probabilidades de que se presenten valores más grandes que esa avenida.

Por otro lado si queremos alta seguridad, hacemos uso de la PMP con las limitantes que este concepto involucra (ver refs 2.1 y 2.5, por ejemplo).

Buscamos...¿seguridad o economía? Ya de por si, "todos los diseños de las presas deben ser seguros" (ref 3.25) lo que se debe de buscar es la economía de la construcción a corto y largo plazo. Probablemente la tendencia es que se llegue a generalizar el uso del método del diseño económico, pero también ayudado en primera instancia con el diseño práctico. Se debe de buscar un complemento de criterios y no una contraposición de los mismos.

Nadie es capaz de decir que una presa es totalmente segura, regresamos al concepto de la clasificación que también ensaya Snyder (ref 3.11) en que se admita o no la falla de la presa.

Una vez que el ingeniero haya decidido adoptar un riesgo para dimensionar el vertedor de la presa, ha definido la posibilidad o probabilidad de que una avenida dada sea igualada o excedida en al menos una vez dentro de algún dado período de años. La avenida de diseño con un determinado periodo de retorno puede ser excedida en el sitio de la presa con el mínimo de daños, pero aguas abajo pudiera ser un desastre.

Por otro lado, se ha tomado más conciencia, de parte de los proyectistas, del concepto del ambiente y de la vida y, hasta se ha intentado valuarlos. El riesgo y la selección del intervalo de recurrencia de la avenida de diseño envuelve una evaluación de posibles pérdidas de vidas, daños en aspectos materiales y sus consecuencias.



¿ Cuánto vale una vida? ¿ Cuánto vale el impacto ambiental?

El mundo en que vivimos es para compartirlo y las obras hidráulicas deben de realizarse para el crecimiento del hombre como persona y su bienestar. En intentos para valuar la vida (ref 3.1) con propósitos de análisis de un proyecto mediante relaciones de Beneficio/Costo llegaron a concluir que dicha valuación no puede ser rigurosamente determinada.

Por otro lado, el análisis del riesgo combinado con un análisis de decisiones (ref 3.24) son herramientas que ayudan a la sociedad a estructurar y desarrollar soluciones a complejos problemas ambientales. El medio ambiente forma parte de la vida del hombre, por lo que las decisiones en los riesgos que se incurrirán por los gastos originados por fallas de las presas deben ser tomadas por un grupo de decisión. El proceso de un análisis de riesgo ayudará a que la sociedad haga las mejores decisiones en el futuro.

Probablemente los criterios actualmente plasmados en unas simples tablas recetarias que clasifican las presas en un determinado grado de peligrosidad no contemplan todos los ambitos señalados arriba. De los criterios del método práctico, que son un esfuerzo por resumir la experiencia en seguridad de presas al clasificarlas, se observa que las categorías Grandes, Intermedias, y Menores de la tabla 3.1 de Snyder, corresponden aproximadamente a las Clases 1, 2 y 3 de Banks expuestas por el Committe on Hydrology del ASCE, y a las Clases c), b) y a) respectivamente del Soil Conservation Service siendo ésta la más elaborada; coincidiendo también con los tamaños Grandes, Intermedio y Pequeño del Army Corps of Engineers; la clasificación rusa es más difícil de comparar debido a que presenta cuatro categorías, probablemente porque no estén incluidos los daños potenciales de falla. La clasificación de las presas en categorías por límites numéricos y relaciones pueden sólo ser una aproximación y el juicio y consideración de un número de otros factores son necesarios en cada caso en particular.

Por lo que, un juicio ingenieril maduro, fundamentado en la ética, con cuidadosas consideraciones de ingeniería hidrológica, hidráulica y civil y, tomando en cuenta factores sociológicos y ambientales lograrán que el proyectistar arribe a su propia clasificación de presa con su diseño para construcción.

## REFERENCIAS

- 3.1 HENLEY, E. J., y KUMAMOTO, H., Probabilistic Risk Assessment (Reliability Engineering, Design, and Analysis) The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc., New York, págs 8-10, (1992).
- 3.2 KITE, G.W., Frequency and Risk Analyses In Hydrology, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, pág 200, (1988).
- 3.3 WILSON, E.M., Engineering Hydrology, MacMillan, London, 4a. edición, pág 274 , (1990).
- 3.4 Opus cit ref 3.2, página 200.
- 3.5 DOMÍNGUEZ, R. y ALVARADO, A., "Método para el Cálculo de avenidas de Diseño de Vertedores en Presas de Almacenamiento", Proyecto 303 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, México D.F. enero 1992, pág página 3.
- 3.6 Opus cit. ref 3.2, página 200.
- 3.7 PONCE, V. M., Engineering Hydrology (Principles and Practices), Prentice Hall, E.U.A., página 214, (1989).
- 3.8 Opus cit., ref 3.5 pág 4.
- 3.9 BANKS, H. O., "Hydrology of Spillways Design: Introduction", Proc. ASCE Journal Hyd. Div. vol. 90 (HY3), paper No.3912, páginas 235-237, (mayo,1964).
- 3.10 SINGH, V., Elementary Hydrology (Principles and Practices), Prentice Hall, New Jersey, EUA, pág. 852, (1989).
- 3.11 SNYDER, F., "Hydrology of spillway Design: Large Structures-Adequate Data", Proc. ASCE, Journal Hyd. Div. Vol. 90 (HY3), paper 3915, pág 242, (mayo,1964).
- 3.12 Opus cit. ref 3.5, página 3.
- 3.13 DOMÍNGUEZ MORA, R., "Evaluación de Proyectos", Cap. 24. del Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, pág. 3-7, (1989).
- 3.14 GUPTA, R.S., Hydrology and Hydraulic Systems, Prentice Hall, págs 383-384. (1989).
- 3.15 Opus cit. ref 3.11, pág. 247.
- 3.16 Opus cit. ref 3.10, pág. 853.
- 3.17 Opus cit. ref 3.11, pág. 248.
- 3.18 Opus cit. ref 3.5, pág. 6.
- 3.19 Opus cit. ref 3.11, pág 242
- 3.20 OGROSKY, H.O., "Hydrology of Spillway Design: Small Structures-Limited Data", Proc. ASCE J. Hyd. Div. 90(HY3), págs 295-299,

(mayo, 1964)

3.21 Opus cit. ref 3.7, págs 493 y 497.

3.22 Opus cit. ref 3.10, págs 854 y 855.

3.23 KOUZMIN, K.K., "Spillways for Extreme Flood Discharge", Ponencia B.27 en el International Symposium on Dams and Extreme Floods, International Commision on Large Dams Spanish National Committee, Granada, Spain, págs.265-270 (septiembre, 1992).

3.24 BALSON, W.E., WELSH, J.L., WILSON, D.S., "Using Decision Analysis and Risk Analysis to Manage Utility Environmental Risk", INTERFACES vol22, No.6, págs. 126-136. (noviembre-diciembre de 1992).

3.25 VEGA R., O., Apuntes personales de la asignatura de Presas de Almacenamiento y Derivación, DEFFI-UNAM, semestre 91-II, enero de 1992, México D.F.

TABLA 3.1 Selección del periodo de retorno de una avenida diseño en función de la altura de la cortina (1964), ref 3.19.

Categoría	Peligro Potencial por Almacenaje		Daños Potenciales por falla		Avenida de Diseño del Vertedor
	Almacenamiento <sup>b)</sup> en Hm <sup>3</sup>	Altura <sup>b)</sup> en m	Pérdida de vidas	Daños	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Grande	> 60	> 18	Considerables	Catastróficos o como un asunto de políticas	Avenida Máxima Probable; las más severas a-venidas consi-deradas razo-nables en la cuenca.
Intermedia.	1.2 a 60	12 a 30	Posibles pero pocas.	Dentro de la capaci-dad finan-ciera del dueño, ó 5 a 10 veces el costo de la presa.	Avenida Están-dar de Proyec-to; basada en la tormenta más severa o condiciones meteorológicas consideradas razonablemente característica de la región específica.
Pequeña	< 1.2	< 15	Ninguna	Mismo orden de magnitud que el costo de la presa.	Basado en es-tudios de fre-cuencia; perio-do de retorno de 50 a 100 años.

b) El almacenamiento y la altura se consideran desde el nivel original del agua hasta el nivel de aguas máximo de operación (NAMO).

**TABLA 3.2 Criterios de Diseño Mínimo para Vertedores en Presas Pequeñas (USDA Soil Conservation Service, 1985, ref 3.21)**

Clase de Presa	Presas Vs.He 1)	Aguas arriba o plañeadas	Datos <sup>2)</sup> de Precipitación del Vertedor	del Hidrograma del Bordo Libre
(a) 3)	Menos que 11.27 x 10 <sup>6</sup>	Ninguna	P <sub>100</sub>	P <sub>100</sub> +0.12(PMP-P <sub>100</sub> )
	Más grande que 11.27 x 10 <sup>6</sup>	Ninguna	P <sub>100</sub> +0.06(PMP-P <sub>100</sub> )	P <sub>100</sub> +0.26(PMP-P <sub>100</sub> )
	Todas cualquiera <sup>4)</sup>		P <sub>100</sub> +0.12(PMP-P <sub>100</sub> )	P <sub>100</sub> +0.40(PMP-P <sub>100</sub> )
(b)	Todas cualquiera		P <sub>100</sub> +0.12(PMP-P <sub>100</sub> )	P <sub>100</sub> +0.40(PMP-P <sub>100</sub> )
(c)	Todas o cualquiera	Ninguna	P <sub>100</sub> +0.26(PMP-P <sub>100</sub> )	PMP
<p>1) Producto del volumen de almacenaje del vaso Vs (m<sup>3</sup>) por la altura efectiva He (m).</p> <p>2) En altura de precipitación, para 100 años de periodo de retorno P<sub>100</sub> o PMP</p> <p>3) Para Presa de la clase (a) que involucran agua industrial o municipal se usa el criterio mínimo equivalente al de la clase (b).</p> <p>4) Se aplica cuando la falla de la presa aguas arriba puede poner en peligro las presas de aguas abajo.</p>				

**TABLA 3.3 Clasificación de presas basadas en el tamaño**  
 (Del U.S. Army Corps of Engineers, 1979 , ref 3.22)

Tamaño	Almacenamiento	
	Volumen $\times 10^3 \text{ m}^3$	Altura m
Pequeño	$61.5 < V_s < 1230$	$7.5 < H_e < 12.2$
Intermedio	$1230 < V_s < 61,500$	$12.2 < H_e < 30.5$
Grandes	$V_s > 61,500$	$H_e > 30.5$

**TABLA 3.4 Clasificación de la peligrosidad potencial**  
 (Del U.S. Army Corps of Engineers, 1979, ref 3.22)

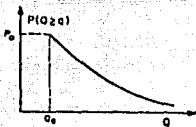
Peligrosidad	Pérdidas de Vida	Pérdidas Económicas
Baja	Ninguna esperada (estructuras no permanentes para habitación humana)	Mínimas (estructuras no desarrolladas a ocasionales o agricultura)
Significante	Pocas (desarrollo no urbano y con un número pequeño de estructuras inhabitables)	Apreciables (notables la agricultura, la industria o estructuras)
Alta	Muchas	Excesivas (extensas comunidades, industrias o agricultura)

TABLA 3.5 Recomendación de Norma de Seguridad  
(del U.S. Army Corps of Engineers, 1979; Wang, 1988a, ref 3.22)

Peligrosidad	Tamaño de la Presa	Norma de Seguridad
Baja	Pequeña Intermedia Grande	Avenida de 50 a 100 años Avenida de 100 años o AEP AEP a AMP <sup>a)</sup>
Significante	Pequeña Intermedia Grande	Avenida de 100 años a AEP AEP a AMP <sup>a)</sup> AMP
Alta	Pequeña Intermedia Grande	AEP a AMP <sup>a)</sup> AMP AMP
<p>a) Para presas de concreto se puede considerar reemplazar la AMP por la AEP. AEP Avenida Estandar de Proyecto ; AMP Avenida Maxima Probable.</p>		

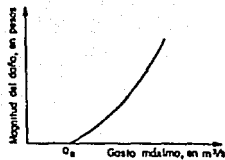
TABLA 3.6 Clasificación de presas y periodo de retorno recomendado  
(Escuela Rusa, 1992, ref 3.23)

Categoría (clase) de la Estructura	Altura de la Presa m	Capacidad de la hidroeléct- rica 10 <sup>6</sup> Kw	Probabilidad de que la avenida de diseño sea excedida en un año, en %	Periodo de Retorno, en años
I	>100	≥ 1.5	0.01	10,000
II	70 - 100	< 1.5	0.1	1,000
III	25 - 70	< 1.5	0.5	200
IV	< 25	< 1.5	1.0	100



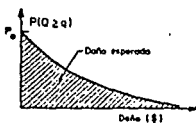
Q Gasto mínimo  
 $P = P(Q)$  Probabilidad de accidente  
 frente por año) para Q  
 $Q_0$  Gasto de diseño  
 $P_0$  Probabilidad de accidente para  $Q_0$

Fig 3.1 Costo mínimo vs probabilidad de accidente



$J = g(D)$  Magnitud del daño

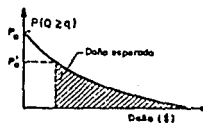
Fig 3.2 Gasto mínimo vs Magnitud del daño



$$\bar{D} = \int_0^{D_0} g(D) P(Q) dD$$

$\bar{D}$  Daño esperado  
 $P = 1 - F(Q)$   
 $F(Q)$  Función de distribución de probabilidad

Fig 3.3a Daño versus probabilidad de accidente para un gasto de diseño  $D_0$

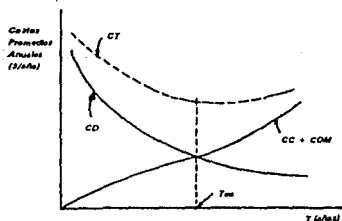


$$\bar{D}' = \int_0^{D'_0} g(D) P(Q) dD$$

$D'$  Magnitud del daño para  $P'_0$   
 $D'_0$  Gasto de diseño tal que  $D'_0 > D_0$   
 $P'_0$  Probabilidad de accidente para  $D'_0$

Fig 3.3b Daño vs probabilidad de accidente para un gasto de diseño  $D'_0$

Fig 3.4 Observación del Costo Total esperado: CT  
 (Ver esta figura en la página siguiente)



CT Costo total esperado  
 CD Costo por Riesgo  
 CC + COM Costo por estructura  
 T Punto de retorno  
 Tm Punto de retorno económicamente óptimo

Fig 3.6 Observación del Tm

PRINCIPIOS DE ANALISIS DE RIESGO ECONOMICO  
 PARA LA SELECCION DEL TAMAÑO DE LA  
 ESTRUCTURA VERTEDORA



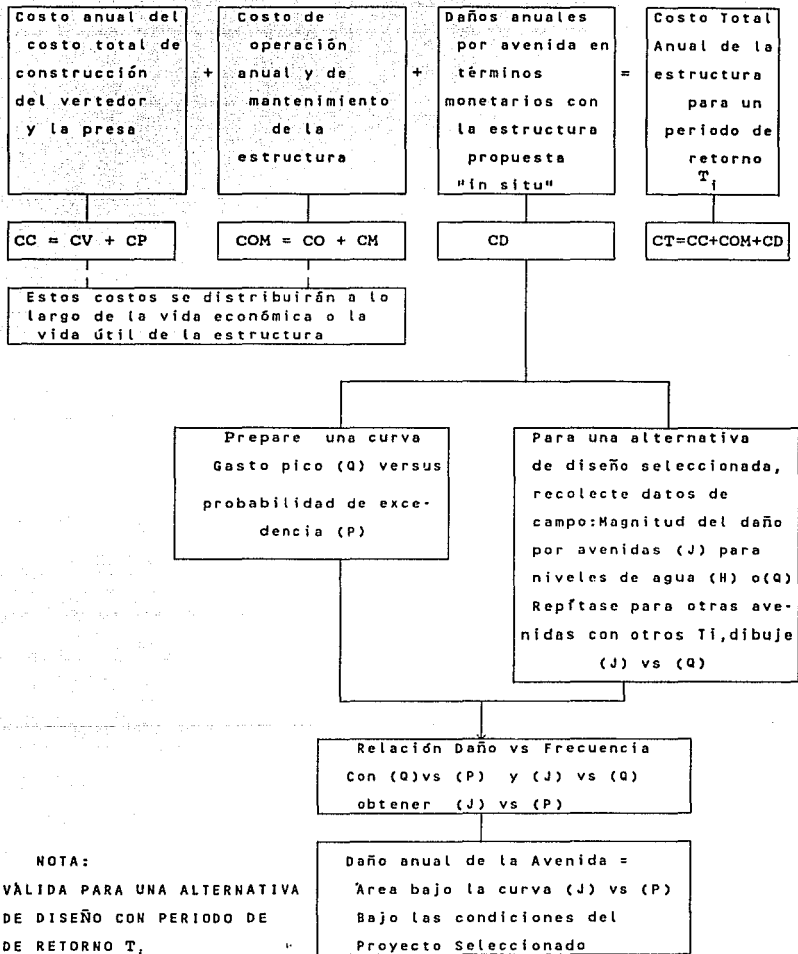


Figura 3.4 Obtención del Costo Total esperado

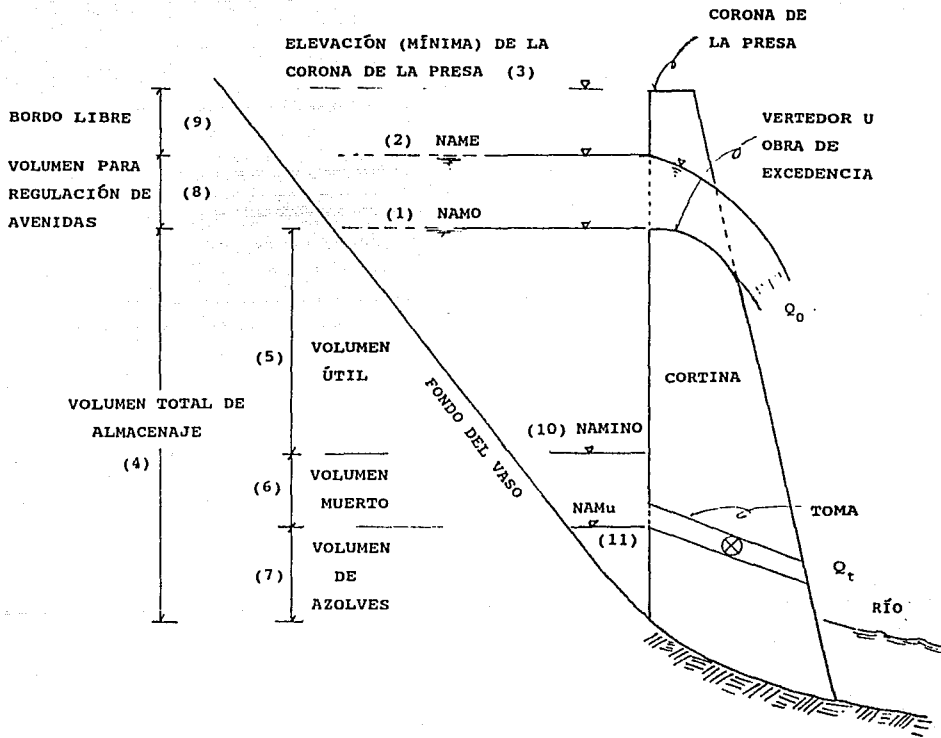


Fig 3.6 Descripción de principales elevaciones y volúmenes en presas de almacenamiento

#### 4. MÉTODOS HIDROMETEOROLÓGICOS

##### 4.1 Introducción

Los métodos hidrometeorológicos para el cálculo de la avenida de diseño son aquellos en los que el procedimiento implica calcular primero una tormenta de diseño, para posteriormente transformar dicha tormenta en una avenida de diseño. Los aspectos que deben analizarse pueden dividirse en:

1. Cálculo de la tormenta de diseño
2. Para cada subcuenca considerada
  - a) Determinación de las pérdidas para obtener la lluvia efectiva
  - b) Transformación de la lluvia efectiva en escurrimiento directo
  - c) Tránsito de avenidas por los cauces
3. Suma de los hidrogramas generados para cada subcuenca considerada, hasta obtener la avenida de diseño
4. Tránsito de la avenida de diseño por el vaso.

Cada uno de estos aspectos puede ser estudiado con diversos métodos, por lo que en este capítulo se aborda cada uno de los aspectos señalados, presentando en cada caso los procedimientos alternativos y dando lineamientos para su selección, con excepción del punto 4.

#### 4.2 Determinación de la tormenta de diseño

La tormenta que sirve de base para generar la avenida de diseño para el vertedor de una presa, puede obtenerse mediante alguno de los tres métodos siguientes

- a) Transposición y maximización de tormentas históricas generadas fuera de la región que se estudia.
- b) Maximización de tormentas históricas ocurridas en la región que se estudia.
- c) Análisis estadístico del registro histórico de las precipitaciones ocurridas en la región que se estudia.

Los dos primeros métodos están basados en el concepto de "Precipitación Máxima Probable" (PMP) que se define como aquella tormenta que se produce cuando se presentan simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación (ver refs 4.1, 4.2 y 4.5). El tercer método busca determinar una tormenta asociada al periodo de retorno que se selecciona para el diseño del vertedor (ver capítulo 3 ).

En ambos casos es conveniente realizar primero un análisis que permita definir la duración total de la tormenta que se busca y el tamaño del intervalo de tiempo que debe utilizarse para la construcción del hietograma de la tormenta.

La selección de duraciones para el cálculo de la tormenta de diseño debe considerar la velocidad de respuesta de la cuenca y el volumen de regulación ( $V_r$ ) comprendido entre el Nivel de Aguas Máximo de Operación (NAMO) y el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME) de la presa que se analiza.

La duración de los intervalos que se utilicen para construir el hietograma de la tormenta de diseño debe ser aproximadamente igual a un tercio del tiempo de pico de las avenidas históricas más importantes registradas en el sitio de la presa. Para determinar la duración total de la tormenta, se compara el volumen de la mayor avenida histórica ( $V_h$ ) con el volumen destinado a regular avenidas en la presa ( $V_r$ ). Si la relación  $V_r/V_h$  es menor que 0.3, la duración total de la tormenta de diseño deberá ser igual a la de la tormenta que produjo la máxima

avenida histórica. En caso contrario la duración de la tormenta de diseño deberá ser mayor que la de la tormenta histórica.

Las reglas anteriores son sólo una base para la selección de las duraciones más importantes, pero pueden modificarse de acuerdo con la experiencia del proyectista y la disponibilidad de información. En caso de duda es más seguro utilizar duraciones menores que las recomendadas para definir el intervalo de tiempo con el que se construye el hietograma y mayores que los recomendados para definir la duración total.

#### 4.2.1 Transposición y maximización de tormentas históricas

Cuando en la región a la que pertenece la cuenca en estudio no se tiene registro de tormentas generadas por la incidencia directa de un huracán, pero se considera que en el futuro si es posible que ingrese uno, la precipitación máxima probable se calcula transponiendo y maximizando tormentas ciclónicas ocurridas en otras regiones. Para ello se requiere de la siguiente información:

- a) Curvas altura de precipitación-área-duración de la tormenta que se pretende transponer.
- b) La temperatura de rocío máxima persistente 12 horas continuas ( $t_o$ ) que se presentó en el sitio en que ocurrió la tormenta, referida al nivel del mar.
- c) La temperatura de rocío máxima persistente ( $t_f$ ) que se ha presentado en la región a la que pertenece la cuenca que se estudia.
- d) Los niveles medios del terreno correspondientes al sitio en que se presentó la tormenta que se transpone ( $h_o$ ) y el de la cuenca que se estudia ( $h_f$ ), medidos respecto al nivel del mar.

Con estos datos se realizan los cálculos siguientes

- 1.- Se determina la lámina de agua precipitable ( $W_o$ ) correspondiente a la temperatura  $t_o$ , arriba del nivel  $h_o$ , (ver Tabla D.1 y fig D.1, ref 4.23 y ref 4.3 y 4.25).
- 2.- Se determina la lámina de agua precipitable ( $W_f$ ), para la temperatura  $t_f$ , arriba del nivel  $h_f$ .
- 3.- Se obtiene el coeficiente  $K_f = W_f / W_o$
- 4.- La tormenta transpuesta se obtiene multiplicando cada uno de los

valores de precipitación de las curvas altura de precipitación-área duración, por el factor  $K_f$  obtenido en el paso 3.

#### 4.2.2 Maximización de tormentas

Cuando en la región a la que pertenece la cuenca que se estudia se tiene registro de una o más tormentas provocadas por la incidencia directa de un huracán, las curvas altura de precipitación-área-duración de dichas tormentas se maximizan suponiendo que el ingreso de los huracanes ocurrirá en el momento en que se presentó la temperatura de rocío máxima persistente registrada en la región.

El procedimiento consiste en multiplicar las ordenadas de las curvas altura de precipitación-área-duración, por una constante  $K$ , dada por la relación

$$K = \frac{W_f}{W_o} \quad (4.1)$$

donde

$W_f$  Lámina de agua precipitable calculada a partir de la elevación media de la cuenca que se estudia y con la temperatura de rocío persistente máxima registrada en la región en toda su historia.

$W_o$  Lámina de agua precipitable calculada a partir de la elevación media en la cuenca que se estudia y con la temperatura de rocío máxima persistente registrada en la región durante el tiempo que duró la tormenta que se maximiza.

Independientemente de que se realice un proceso de transposición y maximización o solamente de maximización, será necesario definir la distribución espacial y temporal de la tormenta. Para ello, se utilizarán las curvas altura de precipitación-área-duración maximizadas como punto de partida, pero la forma de las isoyetas y la distribución temporal de las barras del hietograma se asignarán de acuerdo con las características de las tormentas históricas más importantes registradas en la región a la que pertenece la cuenca que se estudia.

#### *4.2.3 Determinación de la tormenta de diseño mediante un análisis estadístico del registro histórico de las precipitaciones ocurridas en la cuenca que se estudia*

Cuando la cuenca que se estudia está en un sitio al que no pueden ingresar directamente los huracanes (ya sea porque está protegida por una barrera montañosa o porque está en una latitud a la que éstos no llegan (ver fig 2.1), o bien, cuando de acuerdo con el análisis de riesgo (ver capítulo 3) se considera que no es necesario trabajar con la PMP, se requiere calcular una tormenta asociada a un determinado periodo de retorno. Para ello es necesario, además de estimar la magnitud de la tormenta en un punto, definir factores de reducción por área y establecer la distribución temporal de la tormenta para construir el hietograma. Estos últimos conceptos se describen a continuación:

##### *4.2.3.1 Factores de reducción por área*

Tradicionalmente, para calcular la precipitación media en 24 h, asociada a un determinado periodo de retorno y una cierta área de cuenca, se procede de la manera siguiente

1. Se seleccionan todas las estaciones pluviométricas situadas dentro o cerca de la cuenca, con más de 10 años de información.
2. Para cada una de las estaciones seleccionadas, se obtiene la precipitación correspondiente al periodo de retorno deseado. Para ello, se ajustan funciones de distribución de probabilidad con los métodos que se describen en el capítulo 5.
3. Se calcula la precipitación media en la cuenca utilizando el método de las isoyetas.
4. Como las precipitaciones que se obtienen en el paso 2 no necesariamente ocurrirán simultáneamente, se aplica un factor de reducción, que disminuye conforme aumenta el área considerada. En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran curvas de reducción por área reportadas en la literatura técnica (ref 4.4 y 4.22).

La desventaja del proceso tradicional radica en que las curvas de reducción por área no necesariamente fueron obtenidas para cuencas climatológicamente semejantes a la cuenca que se estudia. Por este motivo, en seguida se describe el procedimiento para calcular factores de reducción por área, con objeto de que, en los casos en que se

disponga de información suficiente, estos factores se obtengan específicamente para la región a la que pertenece la cuenca que se estudia.

- 1.- Se seleccionan todas las estaciones pluviométricas situadas dentro o cerca de la cuenca, con más de 15 años de información.
- 2.- Utilizando el método de polígonos de Thiessen se calcula un factor de influencia para cada estación seleccionada en el paso 1, dividiendo el área del polígono de Thiessen correspondiente a la estación, entre el área de la cuenca.
- 3.- Se busca un periodo común de registro en todos las estaciones de al menos 15 años.
- 4.- Se calcula, para cada día de registro, la precipitación media utilizando los factores de influencia calculados en el paso 2.
- 5.- Para cada año de registro común, se determina la fecha en que ocurrió la precipitación media máxima, según los valores calculados en el paso 4.
- 6.- A los valores obtenidos en el paso 5 se les ajusta una función de distribución de probabilidades (ver capítulo 5) y se estiman las precipitaciones medias para distintos periodos de retorno.

Si se trabaja una sola cuenca, los resultados del paso 6 constituyen ya la precipitación media en la cuenca para el periodo de retorno que se desee. Si se quieren calcular factores de reducción por área válidos para una determinada región, los pasos 4 a 6 se repiten considerando distintas áreas y los resultados del punto 6 se dividen entre la precipitación máxima puntual asociada al mismo periodo de retorno. El cociente encontrado para cada área considerada constituye el factor de reducción por área correspondiente.

#### *4.2.3.2 Distribución de la precipitación en el tiempo*

Para formar el hietograma de la tormenta de diseño, se parte del valor obtenido con el procedimiento descrito, en el inciso 4.2.3.1 que corresponde a una duración de 24 h. Para calcular la precipitación asociada a otras duraciones se utiliza el hietograma de la máxima tormenta histórica, de tal forma que, para cualquier duración  $d$ , la relación  $P_d / P_{24}$  obtenida del hietograma de la tormenta histórica se conserve en la tormenta de diseño. En estas condiciones



$$P_d^D = P_{24}^D \cdot P_d^H / P_{24}^H \quad (4.2)$$

donde

$P_d^D$  precipitación asociada a una duración  $d$ , para la tormenta de diseño

$P_d^H$  precipitación asociada a una duración  $d$ , para la tormenta histórica.

#### 4.3 Estimación de la lluvia efectiva

Se denomina lluvia efectiva a aquella parte de la lluvia total que escurre superficialmente hasta alcanzar la salida de la cuenca. A la diferencia entre la lluvia total y la lluvia efectiva se le denomina "pérdidas".

Para estimar la lluvia efectiva correspondiente a la tormenta de diseño se calculan primero las pérdidas, con los métodos que se describen a continuación, para posteriormente obtener la lluvia efectiva restando las pérdidas a la lluvia total.

El proceso de cálculo implica determinar las pérdidas que ocurrieron durante varias tormentas históricas y utilizar estos resultados, extrapoliándolos, para estimar las correspondientes a la tormenta de diseño. Por este motivo, es conveniente utilizar varios métodos para caracterizar las pérdidas ocurridas durante las tormentas históricas y seleccionar aquél que facilite la extrapolación.

A continuación se describen tres métodos de caracterización de las pérdidas, tomados de las referencias 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8, para más adelante hacer comentarios sobre la forma de seleccionar el método más adecuado.

##### 4.3.1 Método del coeficiente de infiltración media

En este método se supone que la capacidad de infiltración del terreno es constante durante toda la tormenta. A la capacidad de infiltración que se obtiene al aplicar el método se le llama coeficiente de infiltración media,  $\phi$ .

Para obtener el valor del coeficiente de infiltración media se requiere tener el registro simultáneo de la precipitación total de una tormenta, presentado en forma de hietograma, y del escurrimiento a la salida de la cuenca, presentado en forma de hidrograma. El cálculo se realiza con el procedimiento siguiente

- 1.- Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo,  $V_{ed}$  (figura 4.3). Los métodos de separación del gasto base se describen ampliamente en la referencia 4.9.
- 2.- Se determina la lámina de lluvia efectiva dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca

$$L_{ed} = V_{ed} / A_c \quad (4.3)$$

3.- Se calcula el índice de infiltración media  $\phi$  trazando una línea horizontal (de altura  $h$ ) en el hietograma de la tormenta (ver la figura 4.4), de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que estén por arriba de la línea sea igual a la lámina de escurrimiento directo o lámina de lluvia efectiva. El índice de infiltración media,  $\phi$ , se obtiene como :

$$\phi = h / \Delta t \quad (4.4)$$

donde  $h$  es la altura de la línea horizontal (expresada en mm) y  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo utilizado para construir las barras del hietograma (expresado en horas).

#### 4.3.2 Método del coeficiente de escurrimiento

En este caso las pérdidas se caracterizan mediante un coeficiente  $C$ , llamado coeficiente de escurrimiento, igual al cociente entre el volumen de escurrimiento directo,  $V_{ed}$ , calculado como se ejemplifica en la figura 4.3, y el volumen total de lluvia,  $V_{ll}$ , calculado como el producto de la altura total de precipitación,  $h_t$ , por el área de la cuenca; es decir

$$C = V_{ed} / V_{ll} = L_{ed} / h_t \quad (4.5)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escurrimiento;  $V_{ed}$  y  $V_{ll}$  el volumen de

escurrimiento directo y de lluvia total, respectivamente;  $L_{ed}$  la lámina de lluvia efectiva y  $h_t$  la lámina de lluvia total.

El coeficiente de escurrimiento se calcula también a partir del registro simultáneo de lluvias y escurrimientos, para cada una de las principales tormentas registradas.

En ocasiones se utilizan valores del coeficiente de escurrimiento mostrados en tablas, por ejemplo ver la tabla B.4 de la ref 4.23 y las de las referencias 4.12, 4.14, 4.17, 4.24 y 4.26.

#### 4.3.3 Método del USSCS (United States Soil Conservation Service)

Este método considera que, para una cuenca dada, el coeficiente de escurrimiento se incrementa conforme aumenta la precipitación total de la tormenta, de acuerdo con la relación

$$C = \frac{[h_t - 0.2 S]^2}{h_t^2 + 0.8 S h_t} \quad (4.6)$$

en donde el coeficiente S (máxima pérdida potencial) se obtiene de datos simultáneos de lluvia y escurrimiento y se mide en las mismas unidades que  $h_t$ .

Si en la ecuación (4.6) se substituye S por

$$S = (2540 / N) - 25.4$$

con S medida en cm, y se recuerda que  $C = L_{ed} / h_t$ , se obtiene la fórmula (de mayor uso en México) del número de escurrimiento N

$$L_{ed} = \frac{[h_t - \frac{508}{N} + 5.08]^2}{h_t + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (4.7)$$

En donde N es el número de escurrimiento, característico de cada cuenca, que puede ser estimado aún cuando no se disponga de información simultánea de lluvias y escurrimientos, utilizando las características

de la cuenca , (ver refs 4.10 y 4.11 y tablas B.2 y B.3 del apéndice B1 de la ref 4.23).

#### 4.3.4 Selección del método de estimación de las pérdidas

Debido a que lo que interesa es estimar la magnitud de las pérdidas correspondientes a la tormenta de diseño, se recomienda el siguiente proceso de selección

1. Se identifican varias tormentas históricas importantes pero de distinta magnitud (es recomendable analizar al menos 3 tormentas).
2. Para cada tormenta se calculan las pérdidas con los tres métodos descritos y se obtienen los valores característicos de  $\phi$ , C y S.
3. Se selecciona aquel método cuyo valor característico tenga menor variación de una tormenta a otra.
4. Si el criterio del punto 3 no lleva a distinguir claramente alguno de los tres métodos, se construyen gráficas que relacionen  $\phi$  contra  $h_t$  y C contra  $h_t$ , y se selecciona aquella con la que sea más fácil la extrapolación para valores de  $h_t$  mayores que los registrados históricamente.

#### 4.4 Relación lluvia efectiva-escorrentamiento directo

Una vez determinado un hietograma de lluvia efectiva para la tormenta de diseño, es necesario estimar cómo esta lluvia efectiva se transforma en escurrimiento directo. Para ello es necesario nuevamente utilizar los métodos más adecuados y calibrarlos con la información simultánea de lluvias y escurrimientos de los principales eventos registrados históricamente.

En seguida se describirán los métodos de uso común para simular la transformación de lluvias en escurrimientos y al final de este subcapítulo se presentan algunas limitaciones y recomendaciones acerca de la selección de los métodos.

##### 4.4.1 Fórmula Racional

La llamada fórmula racional constituye el modelo más sencillo de la relación lluvia-escorrentamiento. Se expresa mediante la ecuación

$$Q = C i A_c \quad (4.8)$$

donde

- Q gasto máximo que produce una intensidad media de lluvia  $i$  en una cuenca con área  $A_c$   
 C coeficiente de escurrimiento (ver subcapítulos 4.3.2 y 4.3.3)  
 $i$  intensidad de precipitación promedio en la cuenca, en una duración  $d$  igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración,  $t_c$ , se define como el tiempo que tarda una gota en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca. Puede estimarse con la fórmula de Kirpich (referencia 4.12)

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.9)$$

donde:

- S pendiente media del cauce principal, sin dimensiones.  
 L distancia, medida sobre el cauce, desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca, en m.  
 $t_c$  tiempo de concentración, en h.

Basso (ref 4.24), del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano, propone la ecuación siguiente

$$t_c = 0.000171 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.9a)$$

El uso de la ecuación (4.9a) da tiempos de concentración que son de alrededor de un 52 % de aquellos calculados con la ecuación (4.9).

#### 4.4.2 Hidrograma unitario tradicional

El método del hidrograma unitario fue planteado originalmente por Sherman (ref 4.13), quien definió el hidrograma unitario como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una lluvia efectiva de una unidad (un milímetro, en nuestro medio), durante una duración efectiva,  $d$ , repartida uniformemente en la cuenca. El hidrograma unitario se considera característico de cada cuenca y sólo se modifica si se cambia la duración en que se produce la lluvia unitaria.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Se considera que la lluvia unitaria es siempre de 1 mm, los valores de precipitación estarán referidos en esa unidad.

Para una lluvia efectiva con duración  $d_1$ , el hidrograma unitario se obtiene dividiendo las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la lámina de lluvia efectiva promedio en la cuenca.

Para obtener el hidrograma de escurrimiento directo que producirá una tormenta con duración  $d_2$ , distinta de la utilizada para obtener el hidrograma unitario, y una lámina efectiva distinta de la unidad, se aplican los principios de linealidad y superposición de causas y efectos (ver ref 4.14).

#### 4.4.3 Hidrograma unitario "instantáneo"

La principal limitación del método del hidrograma unitario tradicional, descrito en el inciso 4.4.2, consiste en que no toma en cuenta las variaciones en la intensidad de la lluvia dentro del intervalo de duración de la lluvia efectiva. Esta limitación puede salvarse si se obtiene el hidrograma unitario asociado a una duración muy pequeña de lluvia efectiva. Por este motivo, se han desarrollado técnicas que permiten estimar el hidrograma unitario, a partir de los datos de un hietograma de lluvia efectiva, con sus alturas de precipitación asociadas a una duración  $\Delta t$  tan pequeña como se quiera (ver figura 4.5).

Para estimar las ordenadas del hidrograma unitario característico de una cuenca dada, asociado a una duración  $d = \Delta t$  tan pequeña como se quiera, se parte del siguiente razonamiento:

Suponiendo conocidas las ordenadas del hidrograma unitario ( $U_1, U_2, \dots, U_{NU}$ ), de tiempo  $\Delta t$ , un hietograma de lluvia efectiva como el que se muestra en la figura 3.5 producirá un hidrograma de escurrimiento directo con ordenadas

$$\left. \begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 \cdot U_1 \\
 Q_2 &= P_2 \cdot U_1 + P_1 \cdot U_2 \\
 &\cdot \\
 &\cdot \\
 Q_i &= \sum_{k=1}^{NU} P_i - k + 1 U_k \\
 Q_{NU} &= P_{NU} \cdot U_1 + P_{NU-1} \cdot U_2 + \dots + P_1 \cdot U_{NU}
 \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

NP es el número de barras del hietograma de precipitación efectiva y NU el número de ordenadas del hidrograma unitario, el número de ordenadas del escurrimiento directo será

$$NQ = NU + NP - 1 \quad (4.11)$$

La solución de las ecuaciones (4.10), despejando U1 de la primera ecuación, en seguida U2 de la segunda ecuación y así sucesivamente hasta despejar  $U_{NU}$ , aunque sencilla tiene el defecto de que pequeñas imprecisiones en los datos (particularmente en el valor de P1 ) pueden conducir a grandes errores en la estimación del hidrograma unitario. Para solucionar este problema, Eagleson et al. (ref 3.15) propuso estimar las ordenadas del hidrograma unitario resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones

$$\phi_{pd}(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} U_i \cdot \phi_{pp}(\tau - i + 1) \quad (4.12)$$

para  $\tau = 0, 1, \dots, (NU-1)$

donde:

$$\phi_{pd}(\tau) = \sum_{i=1}^{NQ} P_i \cdot Q_{i+\tau} \quad (4.13)$$

para  $\tau = 0, 1, \dots, (NU - 1)$

$$\phi_{pp}(\tau) = \sum_{i=1}^{NP} P_i \cdot P_{i+\tau} \quad (4.14)$$

para  $\tau = 0, 1, \dots, (NP - 1)$

En las ecuaciones (4.12) a (4.14),  $U_i$ ,  $P_i$ ,  $Q_i$ , representan la i-ésima ordenada del hidrograma unitario, el hietograma de precipitación efectiva y el hidrograma de escurrimiento directo, respectivamente, separados, en los tres casos, un intervalo  $\Delta t$  al cual corresponde la duración que se asocia al hidrograma unitario.

Si se quiere un mayor refinamiento, puede aplicarse el algoritmo propuesto por Raynal et al. (ref 4.16) que además de dar una solución estable (como la que proporcionan las ecuaciones (4.12) a (4.14) ) obliga a que el hidrograma sea una función unimodal y siempre positiva.

En cualquier caso se recomienda que la calibración (es decir la estimación de las ordenadas del hidrograma unitario) se realice utilizando varias tormentas y cuidando que los datos de entrada (precipitaciones efectivas y escurrimiento directo) sean de la mayor calidad posible.

#### 4.4.4 *Hidrogramas unitarios sintéticos*

Cuando no se dispone de información simultánea de lluvias y escurrimientos provocados por una tormenta importante, el hidrograma unitario puede estimarse, aunque con menor precisión, a partir de las características fisiográficas de la cuenca. A los hidrogramas unitarios calculados de esta forma se les llama hidrogramas unitarios sintéticos.

A continuación se describen tres métodos para estimar el hidrograma unitario sintético de una cuenca. Para seleccionar el más adecuado para la cuenca que se estudia, se recomienda estimarlos primero para una cuenca cercana, lo más parecida posible a la que se estudia, que sí disponga de información simultánea de lluvias y escurrimientos durante una tormenta importante. De esta forma, se seleccionará para la cuenca en estudio el tipo de hidrograma sintético que resulte más parecido al hidrograma unitario que se calcule para las cuencas cercanas, con el método descrito en el inciso 4.4.3.

##### 4.4.4.1 *Hidrograma unitario sintético calculado a partir de las isócronas*

Se denominan isócronas a las líneas que unen puntos dentro de una cuenca tales que el tiempo que tarda una gota de agua en pasar desde cualquier punto de la isócrona hasta la salida de la cuenca es el mismo (ver figura 4.6). Este tiempo corresponde al tiempo de concentración desde ese punto de la isócrona hasta la salida.

Para estimar el tiempo de concentración se utilizan las ecuaciones (4.9) y (4.9a) del subcapítulo 4.4.1.

Una vez definidas las isócronas, para intervalos de tiempo  $\Delta t$  constantes, de tal manera que la primera isócrona corresponde a puntos cuyo tiempo de concentración es  $1 \Delta t$ , la segunda a puntos cuyo tiempo de



concentración es  $2 \Delta t$ , etc., se mide el área comprendida entre cada dos isócronas. En esta forma,  $a_1$  será el área entre la primera isócrona y la salida de la cuenca,  $a_2$  el área entre la primera y la segunda isócrona, y así sucesivamente.

Si se presenta una lluvia efectiva uniforme en la cuenca, de un milímetro, con una duración  $\Delta t$ , el hidrograma resultante (en este caso, el hidrograma unitario), tendrá las características siguientes (ver figura 4.6)

Al cabo de un tiempo  $\Delta t$ , toda el área  $a_1$  estará contribuyendo al escurrimiento, de tal forma que la primera ordenada del hidrograma unitario ( $U_1$ ), será

$$U_1 = \frac{1 \text{ mm}}{\Delta t} \cdot a_1$$

A partir del instante  $1 \Delta t$  y hasta el instante  $2 \Delta t$  el área  $a_1$  irá dejando de contribuir al escurrimiento y empezará a contribuir el área  $a_2$ . En el instante  $2 \Delta t$ , toda el área  $a_2$  estará contribuyendo y ningún punto del área  $a_1$  seguirá haciéndolo, de tal forma que la segunda ordenada del hidrograma unitario resultará

$$U_2 = \frac{1 \text{ mm}}{\Delta t} \cdot a_2$$

Un razonamiento análogo conduce a que

$$U_3 = \frac{1 \text{ mm}}{\Delta t} \cdot a_3$$

$$U_4 = \frac{1 \text{ mm}}{\Delta t} \cdot a_4$$

El hidrograma con ordenadas  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ , etc., es entonces el hidrograma unitario sintético asociado a una duración  $d = \Delta t$

#### 4.4.4.2 Hidrograma unitario triangular

En este caso, se considera, por simplicidad, que el hidrograma unitario tiene una forma triangular, con un tiempo de recesión ( $t_r$ ) igual a (ver fig 4.7)

$$t_r = 1.67 \cdot t_p \quad (4.15)$$

donde  $t_p$  es el tiempo de pico.

Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser igual al área de la cuenca multiplicada por la lluvia unitaria (1 mm), se obtiene que

$$q_p = 0.208 \cdot \frac{A_c}{t_p} \quad (4.16)$$

donde

$q_p$  gasto de pico del hidrograma unitario, en  $m^3/s$   
 $A_c$  área de la cuenca, en  $km^2$   
 $t_p$  tiempo de pico, en h.

El tiempo de pico se calcula en función del tiempo de concentración,  $t_c$ , mediante la ecuación (ref 4.17)

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (4.17)$$

donde tanto  $t_p$  como  $t_c$  deben calcularse en horas y  $t_c$  se calcula con la ecuación (4.9),

#### 4.4.4.3 Hidrograma unitario adimensional

El Soil Conservation Service de Estados Unidos (ref 3.18), propone utilizar el hidrograma unitario adimensional que se muestra en la figura 4.8.

El tiempo de pico y el gasto de pico se determinan con las fórmulas utilizadas para el hidrograma unitario triangular (ecuaciones (4.15) y (4.16)).

#### 4.4.5 Selección del método de transformación de lluvia efectiva a escurrimiento directo

La selección del método más adecuado para cada caso particular depende fundamentalmente de la información disponible; dentro de esta limitación, conviene hacer las siguientes recomendaciones:

a) Cuando se dispone de información confiable de al menos una tormenta y la avenida que produjo, se recomienda determinar el hidrograma de

escurrimiento directo y el hietograma de lluvia efectiva para, a partir de ellas y utilizando el procedimiento descrito en 4.4.3, estimar las ordenadas del hidrograma unitario.

b) Es conveniente conseguir datos de al menos otras dos tormentas para verificar la validez del hidrograma unitario calculado según las recomendaciones del inciso a).

c) Cuando no es posible conseguir información sumultánea de lluvias y escurrimientos para la cuenca que se estudia, se recomienda estimar el hidrograma unitario para una cuenca cercana y semejante. Este hidrograma unitario servirá para compararlo con los hidrogramas unitarios sintéticos descritos en 4.4.4, seleccionar el hidrograma unitario sintético más parecido y utilizarlo para la cuenca que se estudia.

d) En todos los casos es necesario verificar con cuidado la información base, ya sea la correspondiente a las lluvias y escurrimientos, o la que se refiere a las características fisiográficas de las cuencas.

#### 4.5 Tránsito de avenidas por los cauces

En muchas ocasiones, debido a que el área de la cuenca asociada al sitio de interés es muy grande, es necesario calcular primero la avenida de diseño para dos o tres subcuencas y después transitar dichas avenidas hasta dicho sitio.

En términos generales los métodos de tránsito de avenidas por los cauces pueden dividirse en dos grandes grupos: los llamados métodos hidráulicos y los denominados métodos hidrológicos.

##### 4.5.1 *Métodos hidráulicos*

Estos métodos son más precisos pero para utilizarlos es necesario conocer el perfil del cauce y la forma de un número suficiente de secciones transversales.

Para estimar el tirante y la velocidad en cualquier sitio, el tramo de río en donde se requiere transitar la avenida se divide en una serie de tramos usualmente separados una distancia de uno o dos kilómetros. Para cada subtramo se resuelven numéricamente las ecuaciones de

conservación de masa y cantidad de movimiento para flujo no permanente, que en su forma diferencial están dadas por las ecuaciones de Saint Venant (ref 4.19)

$$\frac{A}{B} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad (4.18)$$

y

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot (S_0 - S_f) \quad (4.19)$$

donde

A área hidráulica

y tirante

v velocidad

B ancho de la superficie libre

S<sub>0</sub> pendiente del fondo del río

S<sub>f</sub> pendiente hidráulica

x distancia media a lo largo del cauce

t tiempo

g aceleración de la gravedad

Para resolver numéricamente estas ecuaciones se requiere conocer también el hidrograma aguas arriba del tramo en estudio y una relación entre el tirante y la velocidad en el extremo de aguas abajo del tramo.

En las referencias 4.20 y 4.21 se presenta un tratamiento detallado de los métodos hidráulicos así como los programas de cómputo correspondientes.

#### 4.5.2 Métodos hidrológicos

Los llamados métodos hidrológicos son en realidad formas simplificadas de resolver las ecuaciones planteadas en los métodos hidráulicos. Aquí se planteará el método de Muskingum, debido a que es el más comúnmente utilizado.

Utilizando intervalos de tiempo  $\Delta t$ , entre los instantes  $t$  y  $t+1$ , la ecuación de conservación de masa en el intervalo resulta

$$\frac{I_t + I_{t+1}}{2} \Delta t - \frac{O_t + O_{t+1}}{2} \Delta t = \Delta V = V_{t+1} - V_t \quad (4.20)$$

donde

$I_t, I_{t+1}$  gasto de ingreso en el extremo aguas arriba del tramo que se estudia, en los instantes  $t$  y  $t + 1$ , respectivamente

$O_t, O_{t+1}$  gasto que sale del tramo en su extremo de aguas abajo, en los instantes  $t$  y  $t+1$

$\Delta V$  incremento del volumen almacenado en el tramo, en el intervalo  $\Delta t$ .

Por otra parte, se considera que la relación entre el volumen almacenado en el tramo, las entradas  $I$  y las salidas  $O$ , es de la forma

$$V = K \cdot [ X I + (1 - X) O ] \quad (4.21)$$

Aplicando la ecuación (4.21) en los instantes  $t$  y  $t + 1$  y substituyendo en la ecuación (4.20), se obtiene

$$\frac{I_{t+1} + I_t}{2} \Delta t - \frac{O_{t+1} + O_t}{2} \Delta t = K [ X (I_{t+1} - I_t) + (1 - X) \cdot (O_{t+1} - O_t) ] \quad (4.22)$$

despejando  $O_{t+1}$ , se obtiene

$$O_{t+1} = C_1 \cdot I_t + C_2 \cdot I_{t+1} + C_3 \cdot O_t \quad (4.23)$$

donde

$$C_1 = (K \cdot X + \Delta t / 2) / \alpha \quad ; \quad C_2 = (\Delta t / 2 - K \cdot X) / \alpha$$

$$C_3 = [ K \cdot (1-X) - \Delta t / 2 ] \quad ; \quad \alpha = K \cdot (1-X) + \Delta t / 2$$

Los valores  $O_{t+1}$  de las descargas a la salida del tramo se obtienen recursivamente, una vez definidos  $K$ ,  $X$ ,  $\Delta t$ , los valores del hidrograma de entrada,  $I_t$ , y un gasto inicial  $O_t$  en la descarga que corresponde al momento en que se inicia el tránsito.

Cuando no se tienen datos históricos de hidrogramas medidos a la entrada y a la salida del tramo en estudio, el valor de  $X$  se asigna como

X = 0.2 y el valor de K con las relaciones

$$K = L / w \quad ; \quad w = 1.5 \quad v$$

donde L es la longitud del tramo y v la velocidad media del agua.

Cuando se conoce al menos un hidrograma de entrada y su correspondiente hidrograma de salida, los valores de K y X se obtienen de la manera siguiente

Conocidos los valores  $I_t$ ,  $O_t$ ,  $V_t$ , para distintos instantes t entre el inicio del hidrograma de entrada y el fin del hidrograma de salida (fig 4.9), es posible suponer distintos valores de X, comprendidos entre X = 0 y X = 0.5, y para cada uno de ellos construir gráficas como las que se muestran en la figura 4.10. De todos ellos se selecciona el valor de X para el que los puntos de la gráfica estén más cerca de una recta (X = 0.2 en la figura). Se traza la recta correspondiente y se estima K como su pendiente.

Una vez estimados K y X, cualquier otro hidrograma se transita utilizando la ecuación (4.23), teniendo cuidado que K y  $\Delta t$  estén expresados en las mismas unidades.

#### 4.5.3 Comentarios

Los métodos denominados hidrológicos, y en particular el método de Muskingum, han sido muy utilizados desde hace muchos años debido a su sencillez que permite realizar los cálculos inclusive con una calculadora de bolsillo. Sin embargo, las simplificaciones inherentes a estos métodos y los problemas prácticos que aparecen durante la calibración (casi siempre existen aportaciones laterales entre los extremos aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio) inducen a recomendar el uso de métodos hidráulicos, tomando además en cuenta que actualmente pueden manejarse con una computadora personal. Cuando la importancia del problema que se estudia lo justifica, será necesario efectuar trabajos de campo para definir el perfil del fondo del río y utilizar métodos hidráulicos estimando la forma aproximada de algunas secciones con datos de los planos del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

#### 4.6 Integración de eventos

En algunas ocasiones no se dispone de información histórica registrada directamente en el sitio en estudio porque solamente existen estaciones hidrométricas en las subcuencas. En esos casos es necesario calcular primero los hidrogramas de escurrimiento directo en cada una de las subcuencas y luego transitarlos hasta el sitio en estudio.

Para poder integrar los eventos correspondientes a cada subcuenca, es necesario suponer que la tormenta que los produjo se presentó al mismo tiempo en todas ellas. De esta forma, tomando como tiempo inicial ( $t=0$ ) el correspondiente al inicio de la tormenta, es posible establecer una base de tiempo común, que permita sumar los gastos obtenidos al transitar las avenidas de diseño de cada subcuenca. En la figura 4.11 se muestra esquemáticamente el proceso para un caso en que la cuenca total se supone dividida en dos subcuencas.

## REFERENCIAS

- 4.1 VIESSMAN, LEWIS y KNAPP, Introduction to Hydrology, 3a ed., Harper and Row Publishers, Inc, New York, EUA. Págs 38 y 358, (1989).
- 4.2 DOMINGUEZ M., R. y LOZOYA C., J., "Tormenta de Diseño", Cap A.1.7 del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE . México D.F. ,(1981).
- 4.3 Opus cit. ref 3.2, página 11.
- 4.4 Opus cit. ref 3.1, página 382.
- 4.5 APARICIO M, F.J., Fundamentos de Hidrología de Superficie, 1a ed., Limusa, México, D.F. págs 180-191 , (1989).
- 4.6 DOMINGUEZ M., R. Y GRACIA S., J., "Pérdidas", Cap. A.1.4. del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, México D.F. (1981).
- 4.7 Opus Cit. ref 4.1, páginas 75-80.
- 4.8 SPRINGALL G., R., "Hidrología", serie del Instituto de Ingenie UNAM, D-7, páginas 133-155, (1970).
- 4.9 Opus cit. ref 4.5 , páginas 31 y 34.
- 4.10 Opus cit. ref 4.6. páginas 10-12.
- 4.11 Opus cit. ref 4.5 páginas 187-191.
- 4.12 WILLIAMS, G.R., "Hydrology", capítulo IV. En: Engineering Hydraulics, editado por Rouse, H. Proceeding of the Fourth Hydraulic Conference, Institute of Hydraulic Research, June 12-15, 1949, Iowa, EUA.
- 4.13 SHERMAN, L.K., "Stream Flow from Rainfall by the Unitgraph Method", Eng. New Record, V 108, págs.501-505, abril de (1932).
- 4.14 Opus cit. ref 4.5, pág. 212.
- 4.15 EAGLESON, P., MEJIA R., R, y MARCH, F., "Computation of Optimun Realizable Unit Hydrogrphs", Water Resources Research, vol 2, No 4, páginas 755-764 (1966).
- 4.16 RAYNAL V., J., ACOSTA G., A. y SANTILLÁN H., O., "Hidrogramas Unitarios de tormentas complejas", V Congreso Nacional de Hidráulica, vol 3, Guadalajara, Jal., 11 pp (1978).
- 4.17 FUENTES M., O., y FRANCO, V., "Estudio Hidrológico para Obras de Protección", Cap 3 del Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México D.F. (1991).
- 4.18 FUENTES M., O., DOMINGUEZ M., R., y FRANCO, V., "Relación entre Precipitación y Escurrimiento", Cap. A.1.5 del Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, México D.F. página 1.5.23 (1981).
- 4.19 CHAUDHRY, M. H., Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand



Reinhold Company, New York, páginas 392 y 394 , (1979).

4.20 BEREZOWSKY V., M., FUENTES, M., O., PEÑA S., P., DOMÍNGUEZ C., MA y ROSENGAUS M., M., "Métodos Numéricos", cap. A.2.16.4 del Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, México, D.F., (1983).

4.21 Opus cit. ref 4.17, páginas 79-86.

4.22 TIPACAMÚ, G., GÓMEZ, F. y DOMÍNGUEZ, R., "Determinación de factores de reducción por área para el cálculo de la precipitación media de una tormenta de diseño. Aplicación a dos cuencas del río Grijalva", XII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, México, (oct.,1992).

4.23 DOMÍNGUEZ M., R. y ALVARADO C., A., Métodos para el cálculo de avenidas de diseño de vertedores en presas de almacenamiento. Volúmenes I y II, Informe Interno del Instituto de Ingeniería, Proyecto 0303, enero de (1992).

4.24 BASSO, E., "Some methods for estimation of floods in a tropical area", 2nd. Proceeding International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado. September 11-13, (1972).

4.25 WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, Manual for estimation of probable maximum precipitation. Operational Hydrology Report No.1, Secretariat of the World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland. Págs 172-173. (WMO-No. 332). (1973).

4.26 CHOW, V.T., "Runoff", sección 14 en: Handbook of Applied Hydrology, Editado por V. T. Chow, EUA , (1964).

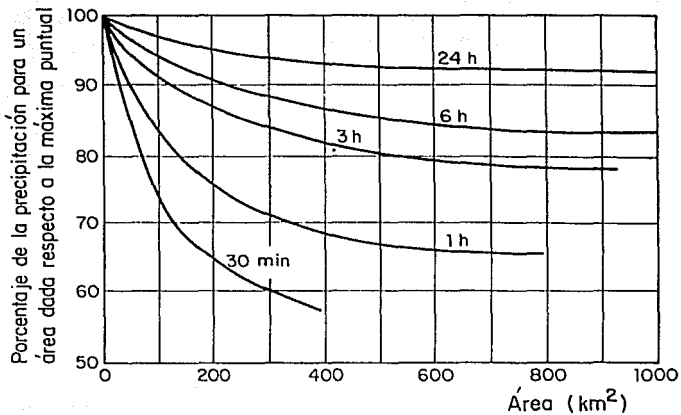


Fig 4.1 Curvas área-precipitación para usarse con los valores de duración-frecuencia

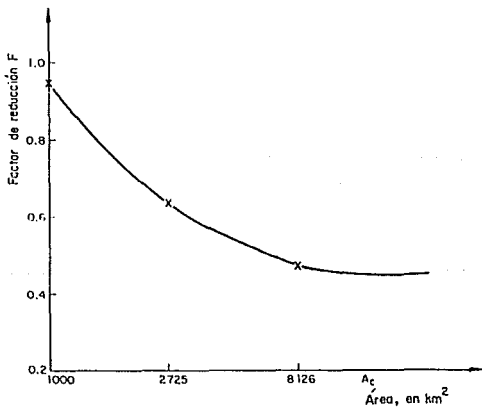


Fig 4.2 Determinación del factor de reducción por área F; válida en cuencas arriba de la presa de Malpaso (al Sureste de México).

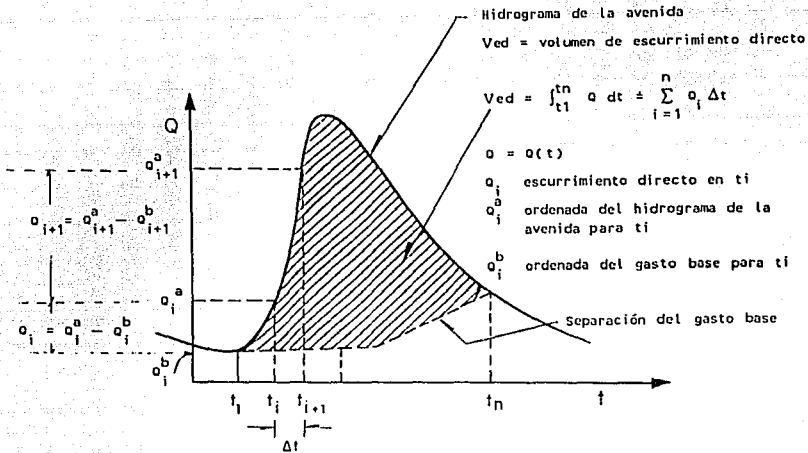


Fig 4.3 Cálculo del volumen de escurrimiento directo

$L_{ed}$  = Lámina de lluvia efectiva

$$L_{ed} = L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_n = \sum_{i=1}^n L_i$$

$L_1, L_2, L_3, \dots, L_n$  Alturas de precipitación efectiva

$$\phi = h / \Delta t$$

$\phi$  Índice de infiltración media

$\Delta t$  Intervalo de tiempo de las barras del hietograma

$h$  Altura de la línea horizontal

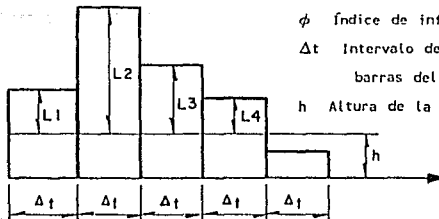


Fig4.4 Cálculo del índice de infiltración media  $\phi$

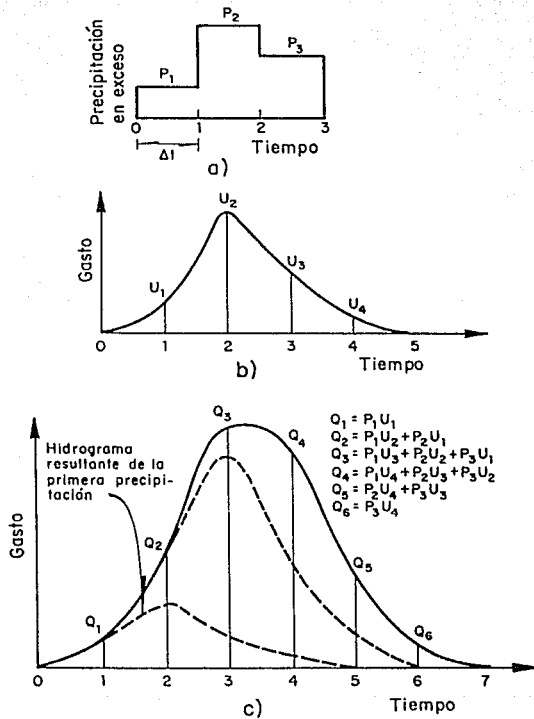


Fig 4.5 Cálculo del hidrograma de escurrimiento directo a partir del hidrograma unitario

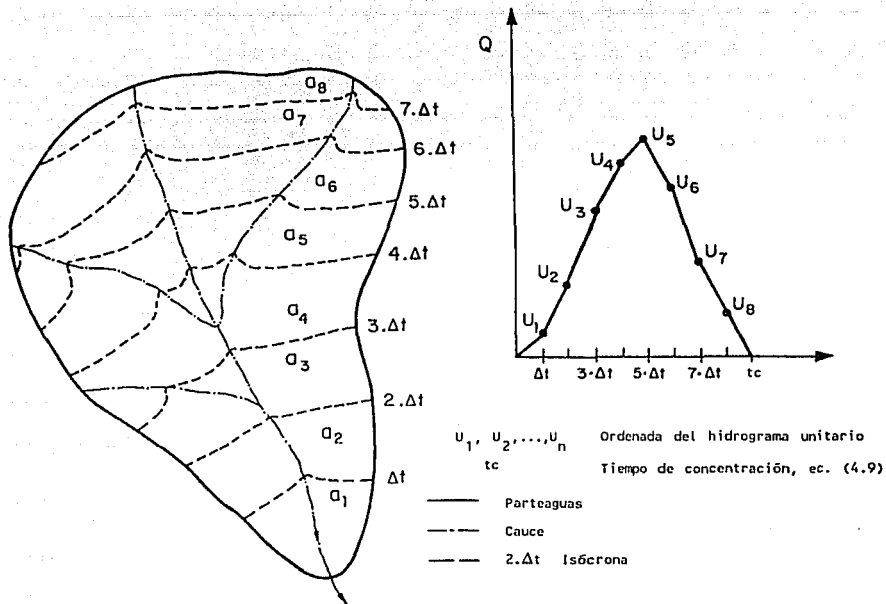


Fig 4.6 Estimación del hidrograma unitario a partir de las isócronas

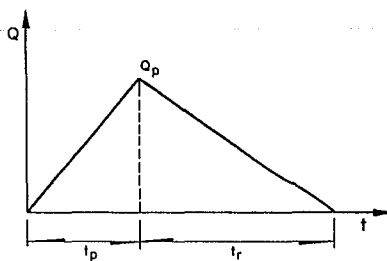


Fig 4.7 Hidrograma unitario triangular

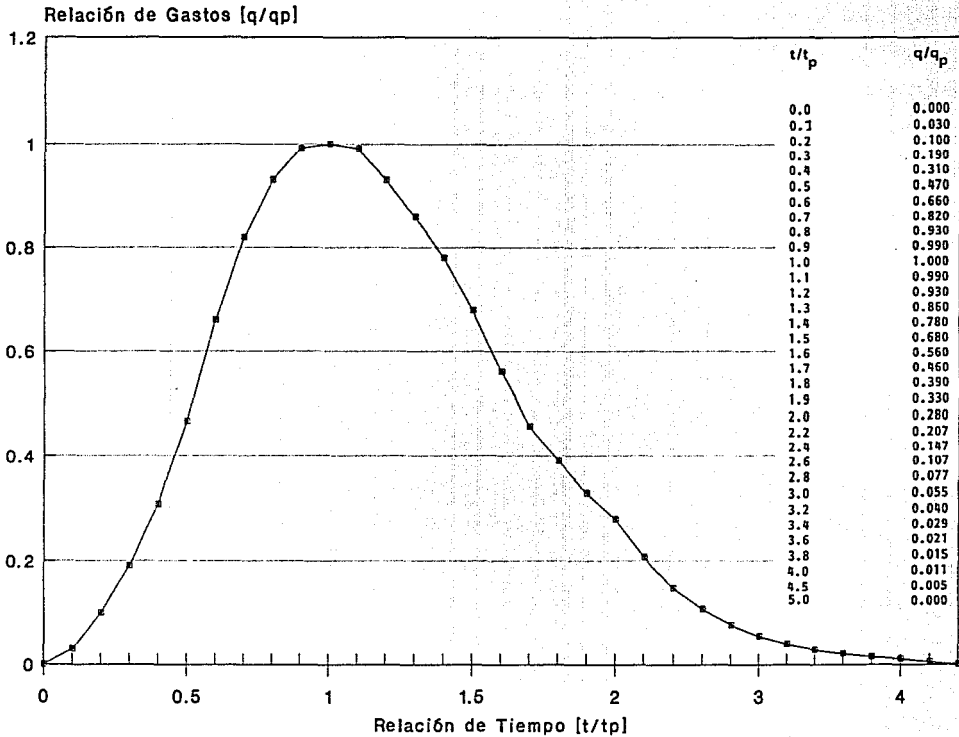


Fig 4.8 Hidrograma Unitario adimensional  
 - Soil Conservation Service 1971.

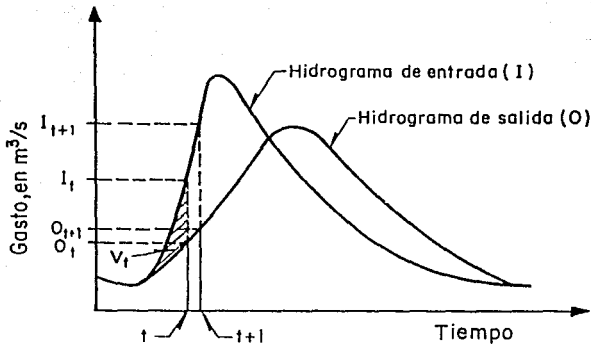


Fig 4.9 Tránsito de una avenida con el método de Muskingum

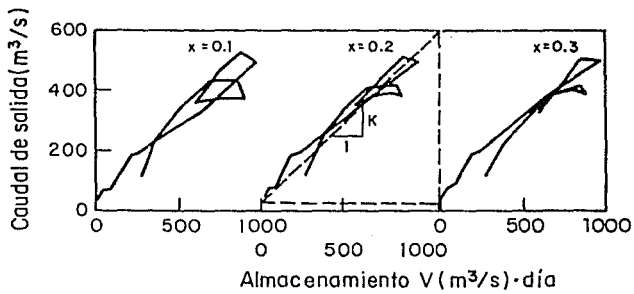


Fig 4.10 Determinación de las constantes para el método de Muskingum

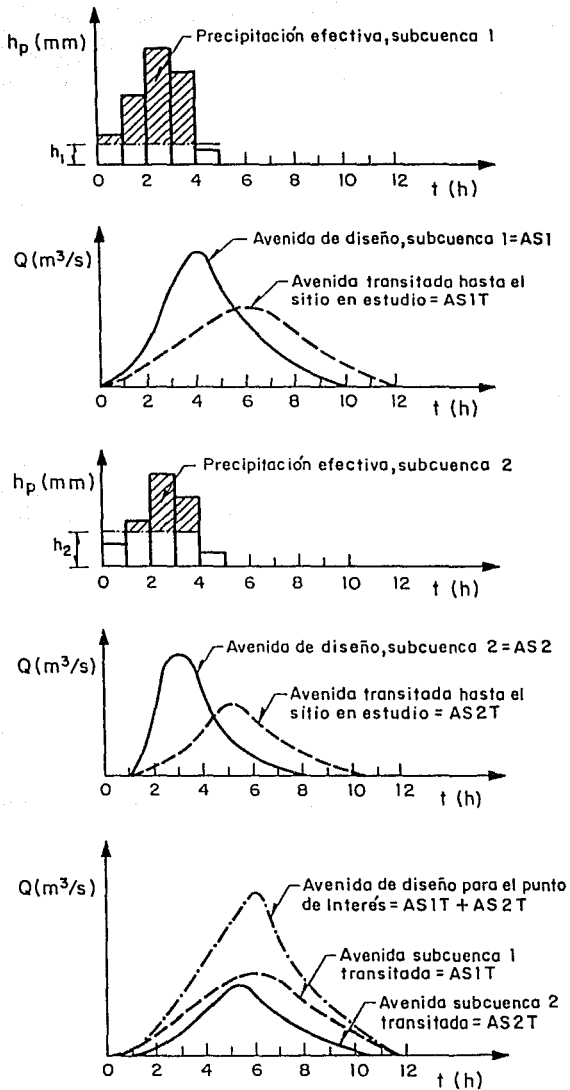


Fig 4.11 Esquema para explicar la forma de integración de eventos



## 5. MÉTODOS ESTADÍSTICOS

### 5.1 Introducción

Para fines de diseños de vertedores de presas de almacenamiento se necesita predecir lluvias o avenidas con una determinada frecuencia o periodo de retorno. En esos casos, es de gran ayuda tener presente los conceptos básicos de probabilidad y de estadística, ya que estos conceptos permiten analizar los escurrimientos o precipitaciones máximas registradas para luego poder realizar extrapolaciones de carácter probabilista.

En la parte final del capítulo se describen las funciones de distribución de probabilidad de mayor uso en la predicción de fenómenos hidrológicos. Se detallan también, los procedimientos para el ajuste de los parámetros de cada una de ellas por medio de los métodos por momentos y máxima verosimilitud. Así mismo, se describen secuencialmente los procedimientos de predicción para cada una de las funciones de distribución de probabilidad en función de los parámetros de mejor ajuste. Una de las secciones del capítulo se dedica a la selección de la función que mejor se ajusta a un registro.

## 5.2 Conceptos básicos de probabilidad y estadística

### 5.2.1 Introducción

A causa de la variabilidad de los valores extremos y la falta de relaciones determinísticas para las precipitaciones, escurrimiento y otros procesos hidrológicos, es frecuentemente necesario usar los conceptos de probabilidad y estadística para que ayuden en la predicción de estos eventos.

A las leyes que conectan la realización de un evento aleatorio A con una serie de condiciones S, se les denomina leyes probabilistas y se expresan con la ecuación

$$P(A/S) = p \quad (5.1)$$

lo cual significa que, dadas las condiciones S, el evento A ocurrirá, a la larga, una proporción de veces

$$p = \frac{\nu_r}{\nu} \quad (5.2)$$

donde  $\nu$  es el número de veces que se efectúa el experimento (sujeto a las condiciones S) y  $\nu_r$  el número de ocasiones en que resulta el evento A. En la práctica, es necesario realizar experimentos o mediciones que permitan estimar el valor de p en la ecuación (5.1).

Llamaremos muestra al conjunto de resultados que se obtienen de un experimento en el que se cumplen las condiciones S, y población a todos los resultados posibles de dicho experimento, de tal forma que el valor de la probabilidad,  $P(A/S) = \nu_r/\nu$ , se estima mediante la relación

$$\hat{p} = N_r / N \quad (5.3)$$

donde  $\hat{p}$  es el valor estimado de la probabilidad  $P(A/S)$  a partir de un experimento efectuado N veces de los cuales en  $N_r$  ocasiones ocurrió el evento A <sup>1)</sup>.

1) Por brevedad se utilizará la notación  $P(A) = P(A/S)$

### 5.2.2 Axiomas de la teoría de la probabilidad

La teoría elemental de probabilidad está basada en los siguientes axiomas

1.- La probabilidad se encuentra entre 0 y 1

$$0 \leq P(A) \leq 1 \quad (5.4)$$

2.- Los eventos  $A_1, A_2, \dots, A_n$  son eventos mutuamente exclusivos. El evento unión  $(A_1 \cup A_2 \cup \dots \cup A_n)$  representa la ocurrencia de al menos uno de ellos

$$P(A_1 \cup A_2 \cup \dots \cup A_n) = \sum_{j=1}^n P(A_j) \quad (5.5)$$

3.- La probabilidad de ocurrencia de al menos un evento cuando el evento  $U$  representa la unión de todos los eventos posibles es

$$P(U) = 1 \quad (5.6)$$

Algunas de las fórmulas básicas de la teoría de probabilidades que se enuncian luego, son deducidas de los axiomas básicos:

Si  $(AB)$  es la intersección de dos eventos  $(A)$  y  $(B)$ , definida como el evento que consiste en que ocurran tanto  $A$  como  $B$

$$P(AB) = P(B/A) P(A) = P(A/B) P(B) \quad (5.7)$$

o bien

$$P(B/A) = \frac{P(AB)}{P(A)} \quad (5.8)$$

Si en una serie de experimentos la ocurrencia de alguno de los eventos  $A$  ó  $B$  no influye en la ocurrencia del otro, se dice que los eventos  $A$  y  $B$  son independientes, en cuyo caso

$$P(A \text{ ó } B) = P(A) \cdot P(B) \quad (5.9)$$

Las ecuaciones (4.1) a (4.9) constituyen las bases elementales de la teoría de probabilidades. Para utilizarlas en la práctica, se requiere efectuar experimentos (mediciones) que permiten obtener una

muestra de los valores que pueden tomar la variable aleatoria que se analiza.

### 5.2.3 Organización de los datos de una muestra

Para facilitar el análisis del conjunto de datos de una muestra es conveniente organizarlos, tratando de destacar sus principales características como se describe a continuación:

#### Curvas de frecuencia relativa

Una forma útil de presentar los datos de una muestra es organizarlos en una secuencia de grupos o clases y asignar a cada una de ellas el número de valores de la muestra que le corresponden. El procedimiento es el siguiente

1. Se determinan los valores máximo  $X_M$  y mínimo  $X_m$  de la muestra, así como el tamaño del intervalo  $\Delta X_T$  comprendido entre ellos (para facilitar la descripción se designará a los valores de la muestra con la letra  $X$ )

$$\Delta X_T = X_M - X_m$$

2. Se determina un tamaño de intervalo  $\Delta X$ , tal que

$$I = \frac{\Delta X_T}{\Delta X}$$

donde  $I$  se selecciona con un valor entre 5 y 20 según el número de valores que tenga la muestra original y la precisión que se desee en los resultados

3. Se definen las  $I$  clases o intervalos en los que se agruparán los datos, de acuerdo con la siguiente secuencia

1er. intervalo:  $X_m \leq X < X_m + \Delta X$

2do. intervalo:  $X_m + \Delta X \leq X < X_m + 2 \Delta X$

...

$i$ ésimo intervalo :  $X_m + (i-1) \Delta X \leq X < X_m + i \Delta X$

último intervalo:  $X_m + (I-1) \Delta X \leq X_M$

4. Se determina la frecuencia absoluta o sea el número de valores de la muestra comprendidos en cada intervalo  $i$ , y se denomina  $f_i$

5. Se determina la frecuencia relativa  $fr_i$ , asociada a cada intervalo  $i$ , dividiendo la frecuencia absoluta correspondiente entre el número total de valores que contiene la muestra.
6. Siguiendo una secuencia del primero al último, se calculan las frecuencias relativas acumuladas hasta cada intervalo.

La gráfica que relaciona los valores  $X_i$ , agrupados en cada intervalo, con los valores de las frecuencias relativas se conoce como "histograma de frecuencias". Si en lugar de las frecuencias relativas que corresponden a cada intervalo se utilizan las frecuencias relativas acumuladas, a la gráfica que resulta se le denomina "curva de frecuencias acumuladas".

#### Parámetros estadísticos

Los datos de una muestra pueden caracterizarse numéricamente mediante los siguientes grupos de parámetros estadísticos:

##### a) Medidas de tendencia central:

Media

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (5.10)$$

donde

$\bar{X}$             media de la muestra  
 $x_i$             valores de la muestra  
 $n$               número total de valores

##### b) Medidas de dispersión:

###### b.1 Variancia

$$S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n - 1} = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^n (x_i^2) \right\} - n \bar{X}^2}{n - 1} \quad (5.11)$$

donde  $S_x^2$  es la variancia de la muestra

###### b.2 Desviación estándar

$$S_x = \sqrt{S_x^2} \quad (5.12)$$

donde  $S_x$  es la desviación estándar de la muestra

b.3 Coeficiente de variación

$$C_v = \frac{S_x}{\bar{X}} \quad (5.13)$$

donde  $C_v$  es el coeficiente de variación

b.4 Coeficiente de asimetría

$$g = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{S_x^3} \quad (5.14)$$

donde  $g$  es el coeficiente de asimetría.

#### 5.2.4 Características estadísticas de una población

Los resultados obtenidos de una muestra no contienen todos los posibles valores de la variable aleatoria, por lo que se ha visto la necesidad de desarrollar modelos representativos de toda la población. Con esta visión, se definen las características generales de la funciones que modelan el comportamiento de variables aleatorias simples.

##### 5.2.4.1 Función de distribución de probabilidad

La función de distribución de probabilidad asociada a una variable aleatoria  $U$ , que puede tomar valores en el campo de los números reales, se define como la probabilidad de que dicha variable tome valores menores o igual que un valor fijo  $x$  para toda  $x$  comprendida entre los reales, esto es

$$F_U(x) = \text{Prob } \{U \leq x\} \quad U, x \in \mathbb{R} \quad (5.15)$$

Esta función corresponde a la idea del histograma de frecuencias acumuladas estudiadas anteriormente (fig 5.1)

Las funciones de distribución de probabilidad tienen las siguientes propiedades importantes:

- .  $F(\infty) = 1$
- .  $F(-\infty) = 0$
- .  $F(x+\Delta x) \geq F(x)$  si  $\Delta x > 0$

De acuerdo con la definición, si se conoce la función de distribución de probabilidades de una variable aleatoria, la probabilidad de que la variable tome valores en un intervalo (a,b) se calcula como

$$\text{prob} (a \leq U \leq b) = F(b) - F(a) \quad (5.16)$$

#### 5.2.4.2 Función de densidad de probabilidad

En correspondencia con el histograma de frecuencias, se define la función de densidad de probabilidades asociada a la variable aleatoria U como

$$f(x) = \frac{\partial F(x)}{\partial x} \quad (5.17)$$

La gráfica típica de la función de densidad se muestra en la fig 5.2. La principal propiedad de esta función consiste en que el área bajo la curva definida por ella es igual a la unidad, esto es

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (5.18)$$

Aprovechando esto, la probabilidad de que ocurran valores U en el intervalo (a,b) se obtienen con la ecuación

$$\text{prob} (a \leq U \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (5.19)$$

El valor esperado de una función continua cualquiera  $g(x)$ , se calcula como :

$$E \{ g(x) \} = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) f(x) dx \quad (5.20)$$

donde  $E \{ g(x) \}$  valor esperado de la función  $g(x)$

$g(x)$  función continua cualquiera

$f(x)$  función de densidad de probabilidades

Con auxilio de esta función, los parámetros que caracterizan a una población se definen como

$$\text{Media} \quad \mu = E \{ x \} \quad (5.21)$$

$$\text{Variancia} \quad \sigma^2 = E \{ (x-\mu)^2 \} \quad (5.22)$$

Desviación estándar  $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$  (5.23)

Coefficiente de variación  $\nu = \sigma / \mu$  (5.24)

Coefficiente de asimetría  $\gamma = \frac{E \{ (x - \mu)^3 \}}{\sigma^3}$  (5.25)

El periodo de retorno T, es el número de años, en promedio, en el que un evento puede ser igualado o excedido

$$T(x) = 1 / [1 - F(x)] \quad (5.26)$$

donde T(x) periodo de retorno, en años, asociado a un valor x  
 F(x) función de distribución de los valores máximos anuales

El método básico para estimar el periodo de retorno en una serie de eventos se describe en el inciso 5.4.2.2, pasos a) y b).

### 5.2.5 Ajuste de las funciones de distribución de probabilidad

El "ajuste" de una función de distribución a los datos de una muestra (por ejemplo gastos máximos anuales) se realiza para poder extrapolar las estimaciones probabilísticas acerca de la variable en cuestión (gastos máximo), de tal forma que la función represente a la población de esos eventos.

El proceso de ajuste consta de dos partes:

- la identificación del tipo de función de distribución adecuada y
- la estimación de los parámetros que la determinan

El tipo de función de distribución adecuada se puede escoger luego que se ha construido el histograma de frecuencia y se han observado las posibles asimetrías y la forma general del histograma. Se realiza esto comparando las funciones de distribución con la magnitud de las posibles asimetrías del histograma de frecuencias de la muestra y la forma general del histograma. En esto ayudan los estudios realizados sobre cual es la función que mejor se ajusta.

Para la estimación de los parámetros se describirán dos criterios



- el criterio de ajuste por momentos y
- el criterio de ajuste por máxima verosimilitud.

*5.2.5.1 Ajuste por momentos de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad*

El criterio de ajuste de los parámetros de las funciones de distribución por momentos a una serie de datos, consiste en obtener las características estadísticas de la muestra y luego igualarlos con los de la población. Por ejemplo, la media de la muestra ( $\bar{X}$ ) se igualará a la media ( $\mu$ ) de la función de distribución  $f(x)$ . Si  $f(x)$ , es una función de densidad que depende de los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$ , el primer momento

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad (5.27)$$

se obtendrá un resultado en función de  $a$ ,  $b$  y  $c$

$$\mu = g_1(a, b, c) \quad (5.27a)$$

Similarmente, al calcular la variancia (ec.( 5.22)) y el coeficiente de asimetría (ec.(5.25)) se obtendrán las funciones

$$\sigma^2 = g_2(a, b, c) \quad (5.27b)$$

$$\gamma = g_3(a, b, c) \quad (5.27c)$$

E igualando las características estadísticas de la población a las de la muestra, respectivamente, se obtienen

$$\bar{X} = g_1(a, b, c) \quad (5.28a)$$

$$S_x^2 = g_2(a, b, c) \quad (5.28b)$$

$$g = g_3(a, b, c) \quad (5.28c)$$

Los parámetros  $a$ ,  $b$ , y  $c$  se obtienen de la solución de las ecuaciones (5.28).

*5.2.5.2 Ajuste de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad con el método de máxima verosimilitud*

Esta manera de encontrar el mejor ajuste de la función teórica a los dato se realiza mediante los siguientes pasos:

-Se escribe la función de verosimilitud  $L(x) = L$ , que se define como el producto de los valores  $f(x_i)$  de la función de densidad de probabilidades teórica, calculada para cada valor  $x_i$  de la muestra, es decir,

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (5.29)$$

donde  $\prod_{i=1}^n$  es el operador que indica calcular el producto de los valores que comprende.

- Sacar el logaritmo neperiano a L

$$H = \ln L \quad (5.29a)$$

Como cualquier función alcanza su máximo (si es que existe) en el mismo lugar que lo alcanza su logaritmo, por lo que para estimar el valor de los parámetros de una función que hacen máximo la función H, se deriva dicha función con respecto a cada uno de los parámetros y el resultado se iguala a cero; obteniéndose tantas ecuaciones como parámetros tenga la función de probabilidades. De las ecuaciones se despejan los parámetros para los ajustes respectivos.

### 5.3 Funciones de distribución de probabilidad de mayor uso

Las funciones de distribución de probabilidades más utilizadas para el análisis de escurrimientos o precipitaciones máximas anuales son:

- 1.- La función de distribución Normal
- 2.- La función de distribución LogNormal
- 3.- La función de distribución Gumbel
- 4.- La función de distribución Gamma
- 5.- La función de distribución Exponencial
- 6.- La función de distribución Doble Gumbel

Las primeras cinco obedecen a un tipo de población y la sexta cuando se trabaja con dos poblaciones; por ejemplo los gastos máximos producidos por lluvias ciclónicas y no ciclónicas.

En el cuadro 5.1 se presenta una descripción de las ecuaciones que definen a las funciones de densidad y de distribución de probabilidades de estas funciones.

Las ecuaciones que permiten calcular los parámetros de la función, por los métodos de momentos y de máxima verosimilitud se resumen en los cuadros 5.2 y 5.3, respectivamente. Los procedimientos de cálculo que permiten predecir el valor de la variable aleatoria  $x$  para un periodo de retorno seleccionado se presentan al final del texto de cada función. En la referencia 5.1 se puede encontrar una información más amplia acerca de lo tratado en esta sección.

### 5.3.1 Función de distribución Normal

#### 5.3.1.1 Características generales

La distribución Normal o Gaussiana depende de dos parámetros  $(\mu, \sigma)$  que coinciden con la media y la desviación estándar de la función.

Para su uso en variables hidrológicas tiene la desventaja de que admite la posibilidad de que existan valores negativos. Se le llega a utilizar cuando la muestra es sensiblemente simétrica y su coeficiente de asimetría es menor que 0.4.

El cuadro 5.1a muestra en las ecuaciones (1) y (2) respectivamente, las funciones de densidad y de distribución de probabilidades; en la ecuación (1a) se muestra la función de densidad con la variable estandarizada  $t$ , que corresponde a una distribución Normal  $(0,1)$ ,  $\mu = 0$  y  $\sigma = 1$ . Entonces la función de distribución de probabilidad depende sólo del parámetro  $t$ ,

$$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-t^2/2} dt \quad (5.30)$$

Para calcular la probabilidad de que la variable aleatoria  $x$  tome valores menores que un valor dado  $c$

- a) Se obtiene  $t_c = (c - \mu) / \sigma$
- b)  $F(t) = \text{prob} \{ t \leq t_c \} = \text{prob} \{ x \leq c \}$  utilizando la ecuación siguiente, válida para cualquier valor  $t \geq 0$ , (o la tabla 4.1 ref 5.1)

$$F(t) = 1 - f(t) \{ 0.43618 q - 0.12017 q^2 + 0.93730 q^3 \} \quad (5.31)$$

$$q = 1 / \{1.0 + 0.33267 t\} \quad (5.31a)$$

$$f(t) = 1 / \{2.490895 + 1.466003 t^2 - 0.024393 t^4 + 0.178257 t^6\} \quad (5.32)$$

donde  $F(t)$  da el área bajo la curva de la función de densidad  $f(t)$ . La ecuación para  $f(t)$  se aproxima con una precisión mayor de  $2.27 \times 10^{-3}$ . Y la ecuación para  $F(t)$  se resuelve con un error menor que  $1 \times 10^{-5}$ .

c) Cuando  $t_c$  es menor que cero, se utiliza la relación

$$F(t) = 1 - F(|t|) \quad (5.32)$$

### 5.3.1.2 Estimación de los parámetros de la función

Cuando se tiene una muestra de valores  $X_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$  y se estima que corresponden a una población cuya distribución de probabilidades es normal, los parámetros de la distribución se estiman mediante las ecuaciones

$$\mu = \bar{X} \quad (5.33)$$

$$\sigma = S_x \quad (5.34)$$

los valores  $\bar{X}$  y  $S_x$  se obtienen con los datos de la muestra, utilizando las ecuaciones 5.10 y 5.11. Las ecuaciones 5.33 y 5.34 utilizadas para estimar sus parámetros, resultan tanto del método de momentos como del de máxima verosimilitud.

### 5.3.1.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado

Obtenidos los parámetros  $\mu$  y  $\sigma$ , el valor de  $X(T)$  que corresponde a un periodo de retorno ( $T$ ) cualquiera, se obtiene con el procedimiento siguiente

a) Se calcula la probabilidad  $(X \leq x) = F(X \leq x)$

$$F(X \leq x) = 1 - 1 / T \quad (5.35)$$

b) Se hace  $F(t) = F(X \leq x)$  y se obtiene el valor de  $t$ :

(1) Mediante la tabla 4.3 (ref 5.1 y 5.2): Con el valor de  $F(t)$  se

interpola en la tabla el valor de  $t$

(2) Se puede calcular también el valor de  $t$  mediante el siguiente algoritmo numérico (ref 5.3):

- Calcúlese  $T' = 1 / T$

- Hágase  $P = T'$  si el valor de  $T'$  es menor o igual a 0.5, en caso contrario  $P = F(t)$  y procédase a calcular el valor de  $Y$

$$Y = \sqrt{\ln (1 / P^2)}$$

- Se sustituye el valor de  $Y$  en la siguiente ecuación:

$$S = Y - \{(2.30753 + 0.27061 Y) / (1 + 0.99229 Y + 0.04481 Y^2)\}$$

- Se toma la decisión siguiente:

Si  $P = T'$  entonces  $t = S$

Si  $P = F(t)$  entonces  $t = -S$

c) La predicción se obtiene con

$$X(T) = \sigma t + \mu \quad (5.36)$$

### 5.3.2 Función de distribución Lognormal de tres parámetros

#### 5.3.2.1 Características generales

La función de distribución de probabilidad Lognormal se utiliza cuando los logaritmos de los valores de la variable que se analiza se distribuye según una Normal. Los parámetros son  $\mu_Y$ ,  $\sigma_Y$  y  $a$ .

El valor de la cota inferior,  $a$ , se puede asignar para evitar los valores negativos. Esto es una ventaja respecto a la función normal. También, el coeficiente de asimetría puede tomar valores distintos de cero, lo que la hace atractiva para caracterizar variables aleatorias correspondientes a eventos hidrológicos (gastos y precipitaciones máximas). Las ecuaciones (3) y (4) del cuadro 5.1 corresponden a las funciones de densidad y de distribución de probabilidad. En vista de que estas ecuaciones se pueden transformar con la variable  $t$  y se observa que se distribuye según una Normal estandarizada, ver ecuación (5.37)

$$t = [\ln (x - a) - \mu_Y] / \sigma_Y \quad (5.37)$$

Así podemos obtener la probabilidad de que una variable aleatoria con distribución Lognormal tome valores menores o iguales que un valor dado  $c$ , se calcula mediante un procedimiento similar al expuesto en 5.3.1.1,

haciendo uso de las ecuaciones (5.37), o la ecuación (5.31) o también la tabla 4.1 de la ref 5.1 y la ref 5.4.

### 5.3.2.2 Estimación de los parámetros de la función

Los parámetros son  $\mu_y$ ,  $\sigma_y$  y  $a$ .

Para los eventos observados  $X_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , se le ajustan los parámetros mediante los métodos de los momentos (cuadros 5.2a y 5.2b) y de máxima verosimilitud (cuadro 5.3a y 5.3b), en los que se presentan pasos secuenciales para encontrar los parámetros de las funciones.

Por el método de los momentos, los parámetros se encuentran con la ecuaciones 2.1 d), 2.1 e) y 2.1 f) de la alternativa N.1 en el cuadro 5.2.a. En el mismo cuadro 5.2a, la alternativa N.2, aproxima el valor de la cota inferior  $a$ , en (2/3) del  $X_{\text{mínimo}}$  de la muestra (ecuación 2.2b)) (ref 5.5 y 5.1),  $\sigma_y$  y  $\mu_y$  se encuentran por sustitución de  $a$ , y de  $a$  y  $\mu_y$ , respectivamente (ecuaciones 2.2c y 2.2d).

En la obtención de los parámetros con el método de máxima verosimilitud se propone un método iterativo en el que se supone valores de  $a$ , se encuentra  $\mu_y$  (ec.2.1 c) y  $\sigma_y$  (ec.2.1d) que para ser los parámetros deben de satisfacer la ec. 2.1 e); ver ref 5.10 y 5.11 para una solución más eficiente, haciendo uso de métodos numéricos.

Un procedimiento que permite, en la solución por máxima verosimilitud, evitar obtener valores ilógicos del parámetro  $a$  ( $a < 0$  ó  $a > X_{\text{mín}}$ ), es fijando el valor de  $a$  a los 2/3 del  $X_{\text{mín}}$  registrado (ver ecuaciones 2.2 de la alternativa No.2 del cuadro 5.3a).

### 5.3.2.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado

Obtenidos los parámetros  $\mu_y$ ,  $\sigma_y$  y  $a$ , el valor de  $X(T)$  que corresponde a un periodo de retorno ( $T$ ) cualquiera, se obtiene con el procedimiento descrito en el inciso 5.3.1.3; la única excepción es que la predicción se calcula mediante la ecuación (5.38)

$$X(T) = \exp \{ \sigma_y t + \mu_y \} + a \quad (5.38)$$

### 5.3.3 Función de distribución Gumbel

#### 5.3.3.1 Características Generales

El uso frecuente de la distribución extrema tipo I o Gumbel se debe a que su estructura permite realizar fácilmente los cálculos necesarios y por otro a que se ha demostrado que corresponde a la distribución de eventos máximos tomados de muchas muestras cuando el número de valores de cada una de las muestras es suficientemente grande.

En el cuadro 5.1 aparecen la función de densidad (ec.(5)) y de distribución de probabilidad (ec.(6)) con la variable reducida  $y = \alpha (x - \beta)$  para facilidad de cálculo.

Si se necesita conocer la probabilidad de que una variable aleatoria con distribución Gumbel y parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  tome valores menores o iguales que un valor  $c$ , simplemente se calcula  $y_c = \alpha (c - \beta)$  y se sustituye en la ecuación (6) del cuadro 5.1a,

$$F(y) = \text{prob } \{y \leq y_c\} = \text{prob } \{X \leq c\} = \exp \{-\exp \{-y_c\}\} \quad (5.39)$$

#### 5.3.3.2 Estimación de parámetros

Los parámetros son  $\alpha$  (parámetro de forma) y  $\beta$  (parámetro de escala).

Los parámetros por el método de momentos para la distribución Gumbel se encuentran con las ecuaciones 3.b) y 3.c) del cuadro 5.2.a.

Por el método de máxima verosimilitud, el valor del parámetro  $\alpha$ , (cuadro 5.3a), se encuentra suponiendo valores de  $\alpha$  hasta encontrar el que hace cero la ecuación ecuación 3.c) del cuadro 5.3a. El parámetro  $\beta$  se encuentra sustituyendo valores en la ec 3.d).

#### 5.3.3.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado

Una vez obtenidos los valores de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se procede a calcular la probabilidad  $(X \leq x) = F(x)$ , con base en la ecuación de  $F(x) = 1 - 1 / T$ , donde  $T$  es el periodo de retorno.

La predicción se obtiene con

$$X(T) = \beta - (1 / \alpha) \ln \ln \{1 / F(x)\} \quad (5.40)$$

### 5.3.4 Función de distribución Pearson tipo III o Gamma de tres parámetros

#### 5.3.4.1 Características generales

Esta función es frecuentemente utilizada para el análisis estadístico de gastos máximos anuales, fundamentalmente por su versatilidad. Con los valores adecuados de sus parámetros, puede adoptar cualquier asimetría positiva y se le puede asignar una cota mínima evitando la posibilidad de valores negativos.

El cuadro 5.1 guarda las funciones de densidad y de distribución de probabilidades en las ecuaciones (7) y (8), respectivamente. Los parámetros son  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$ .

Por facilidad en los cálculos se utiliza la variable auxiliar  $y = (X - \delta) / \alpha$ , que hace la función de densidad de un parámetro

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} [y^{\beta-1}] \exp\{-y\} \quad (5.41)$$

y la función de distribución de probabilidad es entonces

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y \exp\{-y\} [y^{\beta-1}] dy \quad (5.42)$$

Para calcular la probabilidad de que la variable aleatoria  $X$  tome valores menores que un valor dado  $c$ , se siguen los pasos siguientes

- a) Se calcula  $y = (c - \delta) / \alpha$
- b) Se hacen los siguientes cálculos  $\chi^2 = 2y$ ,  $v = 2\beta$ , y  $z = (v+2) / 2$
- c) Se calcula la función matemática  $\Gamma(z)$  con la ecuación

$$\Gamma(z) = \exp\{-z\} z^z \sqrt{2\pi / z} \left[ 1 + \frac{1}{12z} + \frac{1}{288z^2} + \frac{139}{5184z^3} - \frac{571}{248832z^4} + \dots \right] \quad (5.43)$$



$\Gamma(z)$  es la función matemática Gamma. Para un valor de  $z=\beta$  se puede encontrar  $\Gamma(\beta)$ , en la tabla E.12 (ref 5.6) ó la tabla 4.4 (ref .5.1).

d) Se calcula  $F(x^2/\nu)$  con la ecuación (5.44); esta ecuación involucra una serie infinita, por lo que se necesita truncaarla cuando el último sumando sea menor que una tolerancia  $\epsilon$  dada ; para una buena precisión se recomienda utilizar  $\epsilon = 0.00001$

$$F(x^2/\nu) = \left[ x^2 / 2 \right]^{\nu/2} \left\{ \frac{\exp \{- x^2 / 2 \}}{\Gamma(z) \left[ 1 + \sum_{r=1}^{\infty} \frac{(x^2)^r}{(\nu+2)(\nu+4)\dots(\nu+2r)} \right]} \right\}$$

(5.44)

e) La probabilidad de que  $X < c$  corresponde al valor obtenido en el paso

d); es decir,  $F(X/\alpha, \beta, \delta) = F(x^2/\gamma)$  donde  $F(X/\alpha, \beta, \delta)$  significa el valor de la función de distribución de probabilidades cuyos parámetros son  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$  correspondiente a un valor  $X$  de la variable aleatoria.

#### 5.3.4.2 Estimación de parámetros

Los parámetros son  $\alpha$  (parámetro de forma),  $\beta$  (parámetro de escala) y  $\delta$  (parámetro de ubicación).

Para ajustar una función de distribución Gamma a una muestra de datos  $X_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , se pueden utilizar el método de momentos y el de máxima verosimilitud. El cuadro 5.2a presenta las ecuaciones para encontrar los parámetros  $\sigma$ ,  $\beta$  y  $\delta$ , soluciones explícitas de igualar los parámetros estadísticos de la muestra ( $\bar{x}$ ,  $S_x^2$ ,  $g$ ) con los de una población Gamma ( $\mu$ ,  $\sigma^2$ ,  $\gamma$ ). Sin embargo, la obtención de los parámetros por el método de máxima verosimilitud se tiene que resolver suponiendo valores de  $\delta$  (entre 0 y el valor mínimo registrado, ref 5.1), ver el cuadro 5.3b. También los cuadros 5.2a y 5.3b muestran un procedimiento alternativo en el que se aproxima el  $\delta$  a los 2/3 del valor mínimo (ref 5.1 y 5.5) de la muestra.

### 5.3.4.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado.

En el siguiente procedimiento, se listan unos pasos iterativos que consisten en proponer distintos valores de X hasta encontrar el que corresponde al periodo de retorno deseado.

- a) Se estiman los parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$  (ver cuadros 5.2a y 5.3b)
- b) Se calcula la probabilidad  $(X \leq x) = F(x)$ , con  $F(x) = 1 - 1 / T$
- c) Se escoge un valor de X para el cual se requiere la  $F(x)$   
Se calcula
- d)  $Y = (X - \delta) / \alpha$
- e)  $\chi^2 = 2 Y$
- f)  $v = 2 \beta$ , número de grados de libertad
- g)  $Z = (v - 2) / 2$
- h)  $\Gamma(Z)$ , con la ecuación (5.43) o mediante la tabla 4.4 (ref 5.1).
- i)  $F(Y) = F(\chi^2 / v)$ , con la ecuación (5.44)
- j) ya que  $F(X/\alpha, \beta, \delta) = F_{\chi^2}(\chi^2/v) = F(Y)$
- k) El resultado se escribe como el par ordenado  $(X_i, F(X_i/\alpha, \beta, \delta))$
- l) Se procede con el siguiente valor de X para la probabilidad  $F(x)$ , regresando a b).
- ll) Con los pares ordenados obtenidos en el paso k) se puede interpolar el gasto para la probabilidad deseada.

### 5.3.5. Función de distribución exponencial

#### 5.3.5.1 Características generales

La función de distribución exponencial es muy poco flexible, aunque los cálculos correspondientes resultan bastante sencillos. No obstante, se ha utilizado para caracterizar estadísticamente precipitaciones pluviales máximas y en el estudio de volúmenes almacenados en vasos (ref 5.8). Las funciones de densidad y de distribución de probabilidades están dadas por las ecuaciones (9) y (10) del cuadro 5.1.

#### 5.3.5.2 Estimación de parámetros

Los parámetros son  $\alpha$  (la desviación estándar) y  $\beta$  la cota inferior.

En los cuadros 5.2.b y 5.3.c se encuentran las ecuaciones para

estimar los parámetros que ajustan una función de distribución exponencial a una muestra de eventos, por los métodos de momentos y máxima verosimilitud, respectivamente. En la estimación del parámetro  $\beta$  (ref 5.1) con el método de máxima verosimilitud, el parámetro tiende a menos infinito por lo que se propone igualarlo al menor valor lógicamente posible,  $\beta=0$ .

#### 5.3.5.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado

Una vez obtenidos los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se calcula la probabilidad  $(X \leq x) = F(x)$ , donde  $F(x) = 1 - 1/T$  y se sustituyen en la ecuación siguiente para calcular la predicción para esas condiciones

$$X(T) = \beta - \alpha \ln [1 - F(x)] \quad (5.45)$$

#### 5.3.6 Función de distribución Doble Gumbel

##### 5.3.6.1 Características generales

La función de distribución Doble Gumbel se utiliza cuando los gastos máximos anuales de una cuenca pueden ser provocados por causas diferentes de un año a otro. Entre estos fenómenos hidrológicos están las avenidas ocasionadas por grandes tormentas y/o deshielos o ciclones. Ejemplo de ello, sucede en las cuencas que vierten al Golfo de México, principalmente al norte de Veracruz y las que vierten al Océano Pacífico, sobre todo al norte de Acapulco (ref 5.5).

La ecuación de la función se describe en los cuadros 5.1 (refs 5.1 y 5.9)

$$F(x) = p (e^{-\frac{x-\beta_1}{\alpha_1}})^{\gamma_1} + (1-p) (e^{-\frac{x-\beta_2}{\alpha_2}})^{\gamma_2} \quad (5.46)$$

$$\gamma_1 = \alpha_1 (x - \beta_1) ; \quad \gamma_2 = \alpha_2 (x - \beta_2)$$

##### 5.3.6.2 Estimación de parámetros

Para estimar los parámetros se recomienda minimizar el error cuadrático

$$Z = \left[ \sum_{i=1}^n (Q_i - \hat{Q}_i)^2 \right]^{1/2} \quad (5.47)$$

donde  $Q_i$  son los valores medidos y  $\hat{Q}_i$  los valores estimados con la función de distribución de probabilidad, en este caso la ecuación 5.46, y  $n$  es el número de valores que contiene la muestra.

Para obtener la combinación de valores  $P$ ,  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_2$  que hacen mínima la función  $Z$ , se recomienda hacer primero una gráfica en la que se dibujen los puntos correspondientes a las parejas de valores  $[Q_i, F(Q_i)]$ , se recomiendan seguir los pasos a), b), c), d), e) del método gráfico descrito en 5.4.2. Para dibujar los puntos en la gráfica se utiliza el papel de Gumbel.

El papel de Gumbel tiene en el eje de las abscisas los valores de  $-\ln \ln [T(Q) / (T(Q) - 1)]$  y en las ordenadas los de  $Q$ . Con esto se logra separar a las dos poblaciones que se agrupan en sendas rectas.

El parámetro  $P$  se estima como el cociente entre el número de valores que pertenecen a la primera población y el número de valores que contiene toda la muestra. El valor de  $(1-P)$  corresponde a la fracción de los datos con valor numérico alto.

Los valores  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  se obtienen ajustando por momentos una función de Gumbel a los datos de la primera población y los valores de  $\alpha_2$  y  $\beta_2$  ajustando otra función de Gumbel a los datos de la segunda población.  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  definen una cierta inclinación de la curva, entre más pequeña más fuerte es la inclinación.  $\beta_1$  y  $\beta_2$  es un parámetro de escala, el valor más grande que pueden tomar es el máximo valor de la muestra obtenido para las poblaciones 1 y la 2.

Definidos los parámetros se procede a dibujar la función  $F(Q)$  dada por la ecuación 5.46, con el objeto de verificar que se ajuste bien a los puntos. Si ésto no sucede, será necesario tantear nuevos valores de los parámetros y repetir el dibujo de la función hasta lograr un buen ajuste. Hay que obtener el valor de  $Z$  (ec 5.47) cada vez que se ajuste.

### 5.3.6.3 Predicción de los valores correspondientes a un periodo de retorno deseado

Una vez obtenidos los parámetros que dan el mejor ajuste, se desea conocer el valor de  $X(T)$  correspondiente a un periodo de retorno ( $T$ ) cualquiera, para lo cual se propone el procedimiento siguiente

- a) Calcúlese la probabilidad  $(X \leq x) = F(x)$  por medio de  $F(x) = 1 - 1 / T$
- b) Los valores  $F(x)$  y los parámetros se sustituyen en la ecuación 5.46, donde sólo la variable  $x = X(T)$  es incógnita
- c) Con un método numérico (ver ref 5.10) se encuentra el valor de  $X(T)$ .

### 5.4 Selección del tipo de función de distribución de probabilidad

En general, la función de distribución que mejor se ajusta a un grupo de datos debe de contemplar dos aspectos:

- a) Consideraciones teóricas sobre las características de las funciones de distribución de probabilidades y su relación con las características de la variable que se quiere representar.
- b) Consideraciones sobre la "semejanza" entre una función de distribución y los valores de la muestra obtenidos empíricamente.

#### 5.4.1 Acerca de las consideraciones teóricas

- El acotamiento de la variable. Si la variable son gastos máximos anuales no pueden existir gastos negativos, por lo que se debe de elegir una función de distribución de probabilidad que al predecir los gastos no presente valores menores o iguales que cero.

- La asimetría de la variable. La variable gastos máximos anuales en ríos tienden a tener una asimetría positiva. Por lo que la función Normal, por su simetría  $g = \gamma = 0$ , se excluye del análisis en la mayoría de los casos, ya que su distribución es simétrica. Por otro lado, la función de Gumbel se recomienda usarla en primer lugar cuando el coeficiente de asimetría de los datos de la muestra es cercano a 1.14 dado que es su valor teórico (ref 5.2). La Lognormal se utiliza cuando hay asimetrías no muy grandes (coeficientes de asimetría del orden de 0.5 a 1 (ref 5.5)). La función Gamma se utiliza para coeficientes de asimetría mayor que 1.5 (ref 5.5).

- Las poblaciones de la variable. Se recomienda utilizar la función Doble Gumbel cuando la muestra de los datos dibujada señala marcadamente la presencia de dos poblaciones. La incidencia de ciclones genera datos máximos en un año y en otros no, por ejemplo. En algunas cuencas del Norte de México (ref 5.5), por ejemplo el río Yaqui, donde se presentan poblaciones mixtas, en donde algunos máximos son causados por el deshielo y otras ocasionadas por altas precipitaciones.

#### 5.4.2 Acerca del aspecto empírico

Para tomar en cuenta el aspecto empírico una combinación del análisis gráfico con uno numérico dan buen resultado.

##### 5.4.2.1 Análisis numérico

Se necesita comparar cual de las funciones de distribución de probabilidad se ajusta con menos error a los datos medidos, para ello se utilizará la norma cuadrática, en la que se busca que Z se haga mínimo

$$Z = \left[ \sum_{i=1}^n (Q_i - \hat{Q}_i)^2 \right]^{1/2} \quad (5.47)$$

Los valores de Z que se obtengan para cada función de distribución considerada se pueden comparar reuniéndolos en una tabla como la que se muestra en la figura 7.3. Al observar la tabla con los valores de Z correspondientes a cada caso, es posible hacer una primera selección y descartar las funciones de distribución cuyos valores de Z excedan considerablemente a los demás.

##### 5.4.2.2 Análisis Gráfico

Este análisis debe de realizarse con todas las funciones que no hayan sido eliminadas utilizando el análisis numérico.

El análisis gráfico consiste fundamentalmente en dibujar, en una escala conveniente, los valores empíricos de la probabilidad o el periodo de retorno correspondiente a cada gasto máximo, junto con la función de distribución teórica que se pretende analizar. Existen papeles comerciales para cada una de las funciones de distribución de probabilidad mencionadas, con excepción de la distribución Gamma (ver ref 5.1, vol 2 y ref 4.17).

Se pueden seguir los pasos siguientes

- a) Los valores medidos  $Q_i$  se ordenan de mayor a menor y se les asigna un número de orden  $m_i$ , creciente, desde 1 hasta el número de datos  $n$ .
- b) A cada pareja  $(Q_i, m_i)$  se le asigna un periodo de retorno empírico

$$T(Q_i) = (n+1) / m_i \quad (5.48)$$

- c) El valor de la función de distribución de probabilidad se calcula como

$$F(Q_i) = 1 - 1 / T(Q_i) \quad (5.49)$$

- d) Se forma una gráfica con los valores del gasto en el eje de las ordenadas y los valores de  $T(Q_i)$  o  $F(Q_i)$  en las abscisas.
- e) En la misma gráfica se dibuja la función o las funciones de distribución de probabilidad que se están analizando.

El papel de Gumbel tiene en el eje de las abscisas los valores de  $-\ln \ln [T(Q) / (T(Q) - 1)]$  y en las ordenadas los valores de  $Q$  y es recomendado para dibujar estas gráficas.

#### 5.5 Comentarios

En este capítulo se presentó principalmente el análisis de funciones de distribución de probabilidad paramétricas, se orientaron a la predicción de eventos hidrológicos, principalmente de gastos y precipitaciones máximas.

Las predicciones se basan en información de registros de lluvias o de gastos, influyen en ellas la calidad de los mismos y la longitud de los registros.

Pueden presentarse alternativas de diseño con diferente riesgo, al realizar predicciones que garanticen su resultado.

La utilidad de estos métodos se puede visualizar más ampliamente en los proyectos donde se requiere obtener avenidas de diseño para periodos de retorno económicamente óptimos (ver capítulo 3).

## REFERENCIAS

5.1 DOMÍNGUEZ M., R. y ALVARADO C., A., "Métodos para el Cálculo de Avenidas de Diseño de Vertederos en Presas de Almacenamiento". Informe interno del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Proyecto 0303, México D.F., enero de (1992).

5.2 KITE, G.W., Frequency and Risk Analyses in Hydrology, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, (1988).

5.3 BEREZOWSKY V., M., FUENTES M., O., PEÑA S., P., DOMÍNGUEZ C., M.A., y ROSENGAUS M., M., Capítulo A.2.16.4, "Métodos Numéricos", del Manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), 1981).

5.4 FUENTES M., O.A. y FRANCO, V., "Estudio Hidrológico para obras de protección", Manual de la Comisión Nacional del Agua, (CNA) (1991).

5.5 DOMÍNGUEZ M., R., Apuntes personales de la asignatura Hidrología de Superficie, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (DEPFI-UNAM), Semestre 91-I, (1991).

5.6 HANN, CH.T., Statistical Methods in Hydrology, Ames, Iowa State University, (1977).

5.7 ABRAMOWITZ, M. y STEGUN, I., Edit., Handbook of Mathematical Functions, with formulas, graphs, and Mathematical tables, 3a ed., Washington, U.S. Department of Commerce, (National Bureau of Standards Applied Mathematics Series 55), (1965).

5.8 WANIELISTA, M.P., Hydrology and Water Quantity Control, John Wiley and Sons, New York, (1990).

5.9 GONZÁLEZ V., F.J. "Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río". Publicación 277 del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre, (1970).

5.10 FUENTES M., O.A. y MARTÍNEZ A., P., "Introducción a los Métodos Numéricos Aplicados a la Hidráulica". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Serie de Divulgación 5, México, (1988).

5.11 CHAPRA, S. y CANALE, R., Métodos Numéricos para Ingenieros. Editorial McGraw-Hill, México, (1988), reimpresión de 1991.

### Bibliografía de consulta

GUMBEL, E. J. , Statistics of Extremes. Columbia University Press, EUA, (1958).



Cuadro 5.1 Propiedades de las Distribuciones de Probabilidad

Función de Densidad de Probabilidad : $f(x)$	Función de Distribución de Probabilidad: $F(X \leq x)$
<p>1. Distribución Normal</p> $f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (1)$ <p>o también</p> $f(x) = \{1/\sigma\sqrt{2\pi}\} e^{-t^2/2} \quad ; \text{ donde } t = (x-\mu)/\sigma \quad ; \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (1a)$	$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (2)$
<p>2. LogNormal de tres parámetros</p> $f(x) = \frac{1}{(x-a)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x-a) - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} \quad (3)$ <p>para <math>x \geq a, \sigma_y &gt; 0</math> ; <math>f(x) = 0</math>, para <math>x \leq a</math></p>	$F(x) = \int_0^x f(x) dx \quad (4)$
<p>3. Distribución Extrema Tipo I : Gumbel</p> $f(y) = \alpha e^{-y} e^{-y} \quad (5)$ <p><math>-\infty \leq x \leq \infty</math>      <math>y = \alpha(x - \beta)</math>      <math>-\infty \leq y \leq \infty</math></p>	$F(y) = e^{-e^{-y}} \quad (6)$
<p>4. Distribución Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros</p> $f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left[ \frac{x-\delta}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} \quad (7)$ <p><math>x \geq \delta, \alpha &gt; 0, \beta &gt; 0</math>  <math>f(x) = 0</math>, para <math>x \leq \delta</math></p>	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_{\delta}^x \left[ \frac{x-\delta}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx \quad (8)$ <p><math>F(x) = 0</math> para <math>x \leq \delta</math></p>
<p>5. Distribución Exponencial</p> $f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-y} \quad (9)$ <p><math>y = (x-\beta)/\alpha</math></p>	$F(x) = 1 - e^{-y} \quad (10)$
<p>6. Distribución Doble Gumbel</p>	$F(x) = p (e^{-e^{-y_1}}) + (1-p) (e^{-e^{-y_2}}) \quad (11)$ <p><math>y_1 = \alpha_1(x - \beta_1) ; \quad y_2 = \alpha_2(x - \beta_2)</math></p>

Cuadro 5.1b Propiedades de las Distribuciones de Probabilidad

Distribución	Parámetros
1. Normal	$\mu = \bar{X} = \text{media}$ ; $\sigma = S_x = \text{desviación estándar}$
2. LogNormal	$\mu_y = \text{media logNormal}$ ; $\sigma_y = \text{desviación lognormal}$ a = cota inferior
3. Extrema Tipo I: Gumbel	$\alpha = \text{parámetro de forma}$ $\beta = \text{parámetro de escala}$
4. Distribución Pearson Tipo III o Gamma de tres parámetros	$\alpha = \text{parámetro de forma}$ $\beta = \text{parámetro de escala}$ $\delta = \text{parámetro de ubicación}$
5. Exponencial	$\alpha = \text{desviación estándar}$ ; $\beta = \text{cota inferior}$
6. Doble Gumbel	$\alpha_1$ y $\alpha_2$ definen una cierta inclinación de la curva entre más pequeña más fuerte es la inclinación $\beta_1$ y $\beta_2$ es un parámetro de escala, el valor más grande que pueden tomar es el máximo valor de la muestra obtenido para las poblaciones 1 y la 2. p vale entre 0 y 1, fracción de los datos con valor numérico bajo 1-p fracción de los datos con valor numérico alto

Cuadro 5.2.a Ajuste por momentos de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad. (Pasos Secuenciales)

<p>1. Función de distribución de probabilidad Normal</p> <p>a) De eventos observados se calculan: <math>\mu = \bar{X}</math>, <math>\sigma = (S_x^2)^{1/2}</math></p>	
<p>2. Función de distribución de probabilidad LogNormal</p> <p>2.1 Alternativa N.1</p> <p>a) De eventos observados se calculan <math>\mu = \bar{X}</math>, <math>\sigma = S_x</math>, <math>\gamma_1 = g</math>, <math>Z_1 = C_v</math></p> <p>b) encuentre <math>\omega</math>  <math>\omega = [-\gamma_1 + (\gamma_1^2 + 4)^{1/2}] / 2</math></p> <p>c) Encuentre <math>Z_2</math>  <math>Z_2 = (1 - \omega^{2/3}) / (\omega^{1/3})</math></p> <p>d) encuentre cota inferior:  <math>a = \mu (1 - Z_1 / Z_2) = \mu - \sigma / Z_2</math></p> <p>e) encuentre <math>\sigma_y</math>  <math>\sigma_y = [\ln (Z_2^2 + 1)]^{1/2}</math></p> <p>f) encuentre <math>\mu_y</math>  <math>\mu_y = \ln (\sigma / Z_2) - (1/2) \ln (Z_2^2 + 1)</math></p>	
<p>2.2 Alternativa N.2</p> <p>a) Calcule 2.1a) y además el <math>X_{\text{mínimo}}</math> de los eventos observados <math>X_1</math></p> <p>b) Encuentre cota inferior: a  <math>a = (2/3) X_{\text{mín.}}</math></p> <p>c) Encuentre <math>\sigma_y</math>  <math>\sigma_y = \left\{ \ln \left[ \frac{\sigma^2}{(\mu + a)^2} + 1 \right] \right\}^{1/2}</math></p> <p>d) Encuentre <math>\mu_y</math>  <math>\mu_y = \ln (\mu - a) - \frac{\sigma^2}{2}</math></p>	
<p>3. Función de Distribución Extrema Tipo I : Gumbel</p> <p>a) De eventos observados <math>X_1</math> se obtienen : <math>\mu = \bar{X}</math>, <math>\sigma = (S_x^2)^{1/2}</math></p> <p>b) Encuentre el <math>\alpha</math>  <math>\alpha = 1.2825 / \sigma</math></p> <p>c) Encuentre el <math>\beta</math>  <math>\beta = \mu - 0.4500 \sigma</math></p>	
<p>4. Función de Distribución Pearson Tipo III: Gamma de Tres Parámetros</p> <p>4.1 Alternativa N. 1</p> <p>a) De eventos observados <math>X_1</math> se obtienen <math>\mu = \bar{X}</math>, <math>\sigma = S_x</math>, <math>\gamma_1 = g</math></p> <p>b) Encuentre <math>\beta</math>  <math>\beta = (2 / \gamma_1)^2</math></p> <p>c) Encuentre <math>\alpha</math>  <math>\alpha = \sigma / \sqrt{\beta}</math></p> <p>d) Encuentre <math>\delta</math>  <math>\delta = \mu - \alpha \beta</math></p>	

Cuadro 5.2.b Ajuste por momentos de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad. (Pasos Secuenciales).

4. Función de Distribución Pearson Tipo III: Gamma de Tres Parámetros

4.2 Alternativa N.2

a) Calcule 4.1a) y además  $X_{\text{mínimo}}$

b) Encuentre  $\delta$

c) Encuentre  $\beta$

$$\delta = (2 / 3) X_{\text{mínimo}}$$

$$\beta = (\mu - \delta)^2 / \sigma^2$$

d) Encuentre  $\alpha$

$$\alpha = \sigma / \sqrt{\beta}$$

5. Distribución Exponencial

a) De eventos observados  $X_i$  se obtienen

$$\mu = \bar{X}, \quad \sigma = (S_x^2)^{1/2}$$

b) Encuentre  $\alpha$

$$\alpha = \sigma$$

c) Encuentre  $\beta$

$$\beta = \mu - \alpha$$

Cuadro 5.3a Ajuste de los Parámetros de las Funciones de Distribución de Probabilidad con el Método de Máxima Verosimilitud. (Pasos en Secuencia)

<p>1. Función de distribución de probabilidad Normal</p> <p>a) De los datos de los eventos observados se estiman  <math>\mu = \bar{X}</math> y <math>\sigma = S_x</math>, ecuaciones</p>
<p>2. Función de distribución de probabilidad LogNormal</p> <p>2.1 Alternativa N.1</p> <p>a) Datos : Eventos observados <math>X_i</math>, número de eventos <math>n</math>  b) Conforme a un método numérico, supóngase un valor de <math>a</math>  c) Encuentre <math>\mu_y</math> mediante <math display="block">\mu_y = \sum_{i=1}^n \ln(X_i - a) / n</math> d) Encuentre el valor de <math>\sigma_y^2</math>  <math display="block">\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n [(X_i - a) - \mu_y]^2 / n</math>  e) Sustituya <math>a, \mu_y, \sigma_y^2</math> en la ecuación siguiente  <math display="block">\sum_{i=1}^n (X_i - a)^{-1} (\mu_y - \sigma_y^2) = \sum_{i=1}^n [(X_i - a)^{-1} \ln(X_i - a)]</math>  f) Si se satisface la ecuación 2.e), entonces las raíces <math>a, \mu_y, \sigma_y^2</math> son los parámetros de la función LogNormal; en caso contrario, pasar al punto 2.b) y continuar así hasta obtener las raíces.</p>
<p>2.2 Alternativa N.2</p> <p>a) Repetir paso 2.1 a) b) Encuentre <math>a</math>  c) Encuentre <math>\mu_y</math> con la ec. 2.1c) <math>a = (2/3)X_{\text{mínimo observado}}</math>  d) Encuentre <math>\sigma_y^2</math> con la ec. 2.1d) y <math>\sigma_y = (\sigma_y^2)^{1/2}</math></p>
<p>3. Distribución Extrema Tipo I : Gumbel</p> <p>a) Datos: Eventos observados <math>X_i</math>, número de eventos <math>n</math>  b) Calcule <math>\mu = \bar{X}</math>  c) Se supone <math>\alpha</math> y se sustituye en la ecuación siguiente  <math display="block">\phi(\alpha) = \sum_{i=1}^n X_i e^{-\alpha X_i} - (\mu - 1 / \alpha) \sum_{i=1}^n e^{-\alpha X_i}</math>  d) Si <math>\phi(\alpha) = 0</math> entonces <math>\alpha</math> es uno de los parámetros y <math>\beta</math> se encuentra con  <math display="block">\beta = (1 / \alpha) \ln \left[ n / \sum_{i=1}^n e^{-\alpha X_i} \right]</math>  e) En el caso en que no sea <math>\phi(\alpha) \cong 0</math> se regresa a c).</p>

Cuadro 5.3b Ajuste de los Parámetros de las Funciones de Distribución de Probabilidad con el Método de Máxima Verosimilitud

4. Distribución Pearson tipo III o Gamma de tres parámetros

4.1 Alternativa N. 1

- a) Datos: De eventos observados  $X_1$ ,  $n$  es el número de eventos  
 b) Se supone la variable independiente  $\delta$   
 c) Encuéntrese  $\beta$  al sustituir  $\delta$  en la ecuación siguiente  
 d) Obténgase  $\alpha$  al sustituir  $\delta$  y  $\beta$  en la expresión :

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n (X_i - \delta) \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{X_i - \delta}}}$$

$$\alpha = \frac{1}{n \beta} \sum_{i=1}^n (X_i - \delta)$$

- e) Si al evaluar  $\frac{\partial \ln L}{\partial \beta}$  con  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$  se hace cero entonces ellos son los parámetros; en caso contrario, hay que regresarse a 4 b) suponiendo un nuevo valor de  $\delta$  :

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \beta} = -n \psi(\beta) + \sum_{i=1}^n \ln(X_i - \delta) - n \ln \alpha = 0$$

la función  $\psi(\beta)$  (psi o Digamma) es  $\psi(\beta) = \Gamma'(\beta)/\Gamma(\beta)$  y se puede calcular con la ecuación recursiva de Condie y Nix que preserva la precisión en valores bajos de  $\beta$

$$\psi(\beta) = \ln(\beta+2) - \frac{1}{2(\beta+2)} - \frac{1}{12(\beta+2)^2} + \frac{1}{120(\beta+2)^4} - \frac{1}{252(\beta+2)^6} - \frac{1}{\beta+1} - \frac{1}{\beta}$$

4.2 Alternativa 2 ( Función de Distribución Gamma de tres parámetros)

- a) Obtenga 4.1a y el  $X_{\text{mínimo}}$  observado  
 b) Aproxime  $\delta$  como 2/3 del  $X_{\text{mínimo}}$  observado.  
 c) Sustituya  $\delta$  y la ecuación 4.1d) -de Alternativa N.1- en la ecuación siguiente, resolviéndola para  $\beta$ :

$$n \psi(\beta) + \sum_{i=1}^n \ln(X_i - \delta) - n \ln \alpha = 0$$

- d) Encuentre  $\alpha$  de la ecuación 4.1d)

Cuadro 5.3c Ajuste de los Parámetros de las Funciones de Distribución de Probabilidad por el Método de Máxima Verosimilitud.

5.1 Distribución Exponencial

- a) Datos : Eventos observados  $X_i$ ,  $n$  es el número de eventos.
- b) La media  $\mu$  se hace igual al estadístico  $\bar{X}$
- c) Y el parámetro  $\alpha = \bar{X}$
- d) Por deducción  $\beta = 0$

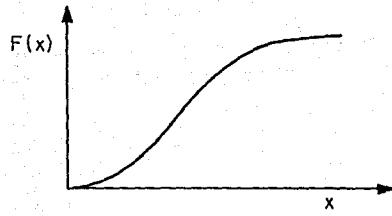


Fig 5.1 Función de distribución de probabilidad

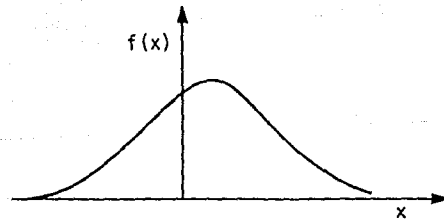


Fig 5.2 Función de densidad



### El Remolino

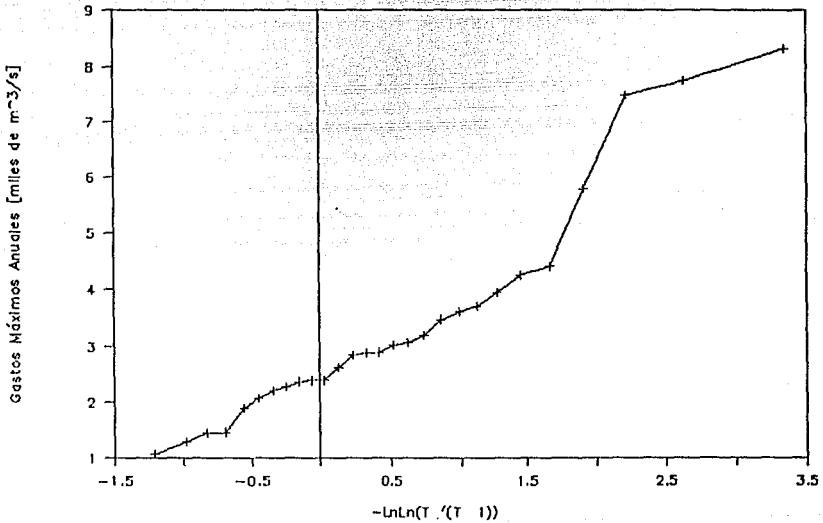


Fig 5.3 Muestra en donde se manifiesta la presencia de dos poblaciones

### Ajuste a gastos máximos mediante Dist. Gumbel y Gamma

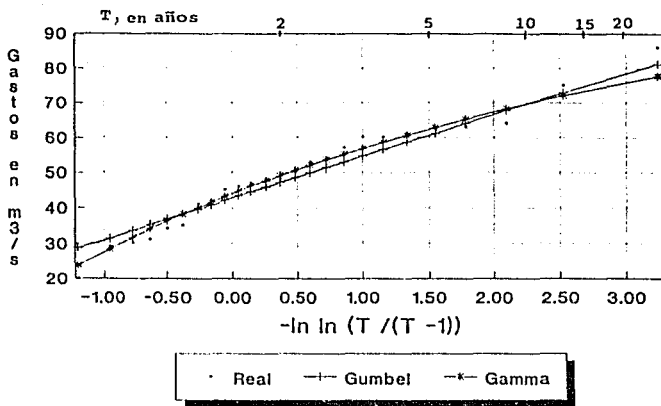


Fig 5.4 Análisis gráfico del ajuste de una función de distribución de probabilidades

## 6. MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES

### 6.1 Introducción

La necesidad de diseñar vertedores altamente seguros ha originado el desarrollo de métodos de cálculo para definir el gasto máximo de la avenida de diseño, pero también se ha manifestado la incertidumbre e inquietud acerca del volumen y la forma del hidrograma (ref 6.1), principalmente cuando se requiere un diseño funcional de un vaso para control de avenidas en el que se debe de proveer de un espacio de almacenaje y la correspondiente reducción del pico.

En ocasiones se presenta el caso de que el vaso de una presa tiene una capacidad de regulación considerable, por lo que el gasto máximo de la avenida que ingresa al vaso de una presa no determina por si solo el gasto máximo de descarga del vertedor (ref 6.2), sino que se requiere conocer también su volumen e inclusive su forma (ref 6.3). Cuando estas condiciones se presentan, es necesario utilizar los métodos estadísticos no sólo para calcular el valor máximo instantáneo de la avenida de diseño sino también la forma de dicha avenida.

En este capítulo se presenta un método para calcular la avenida de diseño para varios periodos de retorno mediante un análisis estadístico del registro histórico de los volúmenes medios (convertidos a gastos

medios) de entrada al sitio de interés y también la predicción de la forma probable que tendrá el hidrograma.

## 6.2 Descripción general del método

El procedimiento de aplicación del método se divide en dos etapas, la generación de la avenida máxima con un periodo de retorno definido y el tránsito de dicha avenida por el vaso. La primera etapa se define en cuatro actividades básicas, análisis de la información, procedimiento de síntesis, extrapolación estadística y procedimiento de desagregación. Estas etapas constituirán las bases en que se fundamenta el método recomendado.

La secuencia de cálculo se describe por separado en los incisos siguientes.

## 6.3 Evaluación de los datos

Antes de empezar es importante la evaluación de los datos que se vayan a utilizar (ref 6.4).

El examen y la evaluación de los datos básicos es de un sano proceder. Se debe anotar y mantener la información y el registro bibliográfico de los datos fuentes. Se aconseja verificar, dentro de lo posible, cómo fueron leídos y usados los datos dentro del proceso de cálculo. Todo esto se hace para comprobar los valores numéricos obtenidos y asegurar resultados confiables.

## 6.4 Procedimiento de síntesis

### 6.4.1 Bases

Se considera que el proceso natural del río no cambiará, es decir, se supone que es estacionario (ref 6.4), de tal forma que sus propiedades estadísticas no cambian con el tiempo.

### 6.4.2 Pasos a seguir en el procedimiento de síntesis

Dentro de un estudio como el diseño de vertedores de una presa, es importante conocer la frecuencia de volúmenes de las avenidas

considerando los gastos máximos con una duración de un día, gastos máximos consecutivos con una duración de 2 días, gastos máximos consecutivos con una duración de 3 días ,..., gastos máximos con una duración de m días consecutivos. En algunas cuencas será necesario leer esta información con una unidad de tiempo más pequeña, digamos seis horas o tal vez una hora, esto dependerá del tamaño de la cuenca. Tal información se obtiene de los gastos registrados en una estación hidrométrica. Se estudiará cada año j por separado, como se explica a continuación (ref 6.2).

- 1) Se parte de la información hidrométrica del año j que consta de parejas de valores (tiempo, gasto). El tiempo tiene un incremento de duración constante, d, por ejemplo un día, una hora, seis horas. Mientras que el gasto corresponde al gasto promedio de ese incremento de tiempo. Por lo general, es común obtener información para un día.
- 2) Se definen duraciones de d, 2d, 3d,..., md, con d tan pequeña y m tan grande como se requiera en cada caso particular, según sea el tamaño del vaso de la presa y la disponibilidad de información. Una recomendación para la magnitud de d y m se puede expresar (ref 6.5) en función de la dimensión de la presa. Para presas pequeñas la unidad de tiempo base debería ser de unas seis horas o menos; en cambio, en presas grandes se puede tomar como un día. La duración total, m, podría definirse en unos cinco días máximos para el análisis de presas chicas, a diferencia de las presas grandes donde la forma de la avenida se manifiesta hasta en unos veinte días.
- 3) Para cada duración definida en el punto 2), se calcula el valor del gasto medio máximo.

Si  $Q_{k,j}$  son los gastos medios diarios del día k del año j, para los  $k = 1, 2, 3, \dots, 365$  ó  $366$  días.

Para encontrar el gasto medio máximo registrado con una duración  $d = i = 1$  día, se revisa todo el registro y se escoge el máximo, resultando que el  $\bar{Q}_{i,j} = \bar{Q}_{1,j} = \max \{Q_{k,j}\}$ , por ejemplo  $\bar{Q}_{1,j} = 4054.19 \text{ m}^3/\text{s}$  (ver tabla 7.11), correspondiente al año 1967, y  $j = 9$  en la tabla 6.1; para  $i = 2$  unidades de tiempo consecutivos se busca en todo el registro de ese año el gasto medio máximo que resulte para la combinación de  $i = 2$ , siendo el gasto máximo promedio  $\bar{Q}_{2,j} = 2594.31 \text{ m}^3/\text{s}$  que resulta al usar la ecuación

$$\bar{Q}_{2,j} = (1/2) \max_k \{Q_{k,j} + Q_{k+1,j}\}$$

con  $k = 1, 2, \dots, 364$  si el año es de 365 días, obteniéndose la combinación máxima para

$$\bar{Q}_{2,j} = (4054.19 + 1134.42)/2 = 2,594.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así consecutivamente se obtienen las diferentes combinaciones. Por último, el gasto medio máximo para la combinación de  $i = md$  unidades de tiempo consecutivo se busca en todo el registro hasta encontrar el  $\bar{Q}_{md,j}$ , o sea,  $i = md$ , resultando una ecuación para cualquier duración  $i$ ,

$$\bar{Q}_{i,j} = (1/i) \max_k \{Q_{k,j} + Q_{k+1,j} + \dots + Q_{k+i,j}\}, k = 1, 2, \dots, 365-i$$

Si, en el ejemplo  $md = 5$  días

$$\bar{Q}_{5,j} = (1/5) (268.33 + 4054.19 + 1134.42 + 353.45 + 225.77) = 1207.23$$

que corresponde al que se anota en la tabla 6.1 para  $i = 5$  días. Se observa en el cálculo anterior que hay un valor antes del gasto máximo correspondiente a  $i = 1$  día, indicando que la suma consecutiva puede estar alrededor del valor máximo y/o también en otro sector del año alrededor de otro máximo o máximos consecutivos no tan altos como el máximo de los máximos pero que en su combinación aportan un mayor volumen.

- 4) La secuencia de valores  $\bar{Q}_{1,j}; \bar{Q}_{2,j}; \dots; \bar{Q}_{md,j}$ , sintetizan la forma de la avenida máxima del año  $j$ .

La repetición de los pasos 2) a 4) permite sintetizar la forma de las avenidas máximas de los  $n$  años de registro; llegándose a obtener una tabla que resume los resultados. La tabla 6.1 es el modelo de la tabla 7.11 del capítulo 7.

Tabla 6.1 Resumen de los gastos medios máximos generados para diferentes duraciones  $i$  y  $n$  años de registro.

Año j	Duración (en unidades de tiempo)				
	1	2	3	md-1	md
1					
2					
3					
4					
.					
9	$\bar{Q}_{1,1} = 4054.19$	$\bar{Q}_{2,1} = 2594$	$\bar{Q}_{3,1}$	$\bar{Q}_{d-1,1}$	$\bar{Q}_{md,1} = 1207$
.					
n-2	$\bar{Q}_{1,n-2}$	$\bar{Q}_{2,n-2}$	$\bar{Q}_{3,n-2}$	$\bar{Q}_{md-1,n-2}$	$\bar{Q}_{md,n-2}$
n-1					
n	$\bar{Q}_{1,n}$	$\bar{Q}_{2,n}$	$\bar{Q}_{3,n}$	$\bar{Q}_{md-1,n}$	$\bar{Q}_{md,n}$

#### 6.4.3 Programa automatizado para el procedimiento de síntesis

Para realizar el proceso de síntesis señalado en 6.4.2 se ha preparado un programa automatizado. El programa consta de cinco partes.

- 1. El programa solicita los datos de los archivos a manipular, información para los cálculos y datos que identifican al archivo que se estudia:
  - a) Nombre del archivo de los datos originales o archivo fuente (donde se encuentran los gastos o volúmenes medios),
  - b) nombre del archivo final ( este archivo se genera a partir de a) guardándose en él los gastos o volúmenes medios) y
  - c) nombre del archivo de máximos (en este archivo se guardan los gastos máximos para una duración de un día hasta la duración DS)
  - d) Duraciones seleccionadas (es la duración máxima DS, un número entero)
  - e) Información de la estación : Nombre de la estación
  - f) Año del registro de gastos o volúmenes medios a encontrarle sus máximos medios.
- 2. Una vez definido los nombres de los archivos, se abren los

archivos para lectura del archivo fuente, especificado en 1.a) y el de salida según se nombra en 1.b).

- 3. La lectura del archivo fuente se realiza leyendo el valor del gasto M y la ubicación o día del año P.

- 4. Se cierran los archivos abiertos en 2.. Se inicializan los archivos de máximos, según 1.c).

Se dimensionan las columnas de gastos (valor(P)) y el día del año (posición(P)) y se leen los gastos y día del año del archivo final 1.b). Se presenta el formato de salida de los máximos encontrados.

- 5. Para cada duración seleccionada (inciso 1.c) y 1.d)) se calcula el gasto promedio máximo al realizar las diferentes combinaciones de gastos máximos consecutivos en el registro anual en estudio, de tal manera que se escoge la combinación del máximo promedio de estos valores. Luego se procede a imprimir los resultados.

El listado presentado en la figura 6.1 se preparó para leer los datos del disco compacto del IMTA (ref 6.6).

#### 6.5 Extrapolación estadística de las avenidas máximas

Como se puede observar en la tabla 6.1, a cada uno de los conjuntos de valores obtenidos para una duración fija,  $d = i$ , se le puede asociar una función de distribución de probabilidad (ver capítulo 5 : Métodos Estadísticos).

Una vez ajustada dicha función, se puede obtener el valor  $Q_i(T)$  del gasto medio máximo asociado a un periodo de retorno (T) cualquiera, y la duración  $i$  seleccionada.

Una vez realizada esta operación con varias duraciones  $i$ , los resultados se pueden acomodar en un arreglo como se muestra hipotéticamente en la tabla 6.2 o prácticamente en la tabla 7.15.



Tabla 6.2 Gastos promedios  $\bar{Q}_i(T)$  para diversas duraciones ( $d = i$ ) y periodos de retorno ( $T$ )

T	d (en unidades de tiempo)			
	1	2	md-1	md
2	$\bar{Q}_1(2)$	$\bar{Q}_2(2)$	$\bar{Q}_{md-1}(2)$	$\bar{Q}_{md}(2)$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1000	$\bar{Q}_1(1000)$	$\bar{Q}_2(1000)$	$\bar{Q}_{md-1}(1000)$	$\bar{Q}_{md}(1000)$

### 6.6 Procedimiento de desagregación

Hasta el momento se dispone de una forma sintética de la avenida correspondiente a cualquier periodo de retorno que se requiera. Para obtener una forma definida de dicha avenida se desarrollarán dos procedimientos, el original (ref 6.2) y el procedimiento sistemático (ref 6.3).

#### 6.6.1 Procedimiento original para definir la forma de la avenida

##### 6.6.1.1 Acerca de la desagregación

Para obtener una forma definida de la avenida se requiere un proceso de desagregación que se realiza hasta que se encuentra una secuencia de valores  $Q_1(T), Q_2(T), \dots, Q_m(T)$  tales que si con ellos se llevara a cabo el procedimiento de síntesis descrito en el inciso 6.4.2 se regresaría a la secuencia  $\bar{Q}_1(T), \bar{Q}_2(T), \dots, \bar{Q}_{md}(T)$ . Para ello, los valores  $Q_1(T), Q_2(T), \dots, Q_{md}(T)$ , a los que se denominará secuencia no sintética, deberán cumplir los requisitos siguientes

- 1) El valor máximo debe ser igual a  $\bar{Q}_1(T)$
- 2) El promedio máximo de dos valores sucesivos  $Q_i(T), Q_{i+1}(T)$  debe ser igual a  $\bar{Q}_2(T)$

3) .....

md) El promedio de todos los valores de la secuencia no sintética debe ser igual a  $\bar{Q}_{md}(T)$ .

Es importante hacer notar que existen varias secuencias de valores  $Q_1(T), Q_2(T), \dots, Q_{md}(T)$  que cumplen con los resultados 1 a md, y aunque todas ellas reproducen las características estadísticas de los datos históricos en cuanto a gastos y volúmenes máximos, se recomienda utilizar una secuencia parecida a la de las avenidas máximas registradas.

### 6.6.1.2 Pasos a seguir

La secuencia de cálculo se describirá conforme al ordenamiento que se presenta en la tabla 6.3.

- 1) Se utilizarán los valores obtenidos en la tabla 6.2 del inciso 6.5 como datos de partida
- 2) En la primera columna de la tabla se anotan como datos las duraciones consideradas, desde  $d = 1$  unidad de tiempo (1 día, 1 hora), hasta  $d = md$  unidades de tiempo ( $m \cdot d = md$  días o md horas, según sea el caso).
- 3) En la segunda columna, los valores de gasto medio,  $Q_{med}$ , están asociados a cada duración considerada. Por ejemplo, para  $T = R$  años se muestran los gastos para diferentes duraciones:  $d = 1, \bar{Q}_1(R)$ ;  $d = 2, \bar{Q}_2(R)$ ; ... ;  $d = md, \bar{Q}_{md}(R)$
- 4) En la tercera columna se presentan los gastos para cada unidad de tiempo individual,  $Q_k$ . Dichos gastos se obtienen con las ecuaciones recursivas siguientes

$$Q_1 = \bar{Q}_1(R) \quad (6.1)$$

partiendo de 
$$\bar{Q}_k = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k Q_i \quad \therefore$$

$$k \bar{Q}_k = \sum_{i=1}^k Q_i \quad \therefore$$

$$Q_k = k \bar{Q}_k - \sum_{i=1}^{k-1} Q_i \quad \therefore$$

Se obtiene

$$Q_k = k \cdot \bar{Q}_k - (k-1) \cdot \bar{Q}_{k-1} \quad (6.2)$$

donde

$Q_k$  gasto medio en el tiempo k

$\bar{Q}_k$  gasto promedio máximo para una duración igual a k unidades de tiempo (estos valores se tomaron de la segunda columna).

Tabla 6.3 Gastos correspondientes a diversos periodos de retorno (proceso de desagregación)

Para T = R años		
Duración k	$Q_{med}$	$Q_k = k \cdot \bar{Q}_k - (k-1)\bar{Q}_{k-1}$
d = 1	$\bar{Q}_1(R)$	$Q_1 = \bar{Q}_1(R)$
2	$\bar{Q}_2(R)$	$2 \cdot \bar{Q}_2(R) - Q_1$
3	$\bar{Q}_3(R)$	$3 \cdot \bar{Q}_3(R) - 2 \cdot \bar{Q}_2(R)$
md-1	$Q_{md-1}(R)$	$(md-1) \cdot \bar{Q}_{md-1}(R) - (md-2) \cdot \bar{Q}_{md-2}(R)$
md	$\bar{Q}_{md}(R)$	$md \cdot \bar{Q}_{md}(R) - (md-1) \bar{Q}_{md-1}(R)$

- 5) Los gastos individuales  $Q_k$  que se obtienen con las ecuaciones 6.1 y 6.2 que se presentan en la tabla 6.3 tienden a estar ordenados del mayor al menor, lo que no corresponde a la secuencia lógica de un hidrograma.

En principio, las barras de gastos ( $Q_k$ ) obtenidas deben de arreglarse de acuerdo con la forma de una avenida histórica importante, por su volumen y gasto, pero cuidando que los valores consecutivos de dichas barras permanezcan como tales. Debe cumplirse por lo tanto que el promedio de dichos gastos sea igual al obtenido por medio del proceso de desagregación.

El hidrograma sintético se puede generar conforme un arreglo combinatorio de las barras, gasto, pero cuidando que los valores consecutivos permanezcan como tales. Para  $r$  gastos individuales,  $Q_k$ , consecutivos, correspondientes a  $r$  días, cuya suma sea igual a  $Q_{med}$ , las alternativas se pueden calcular con  $2^{(r-1)}$ .

Así, para  $r = 3$ , se tienen los ordenamientos :

$Q_1-Q_2-Q_3$ ,  $Q_3-Q_1-Q_2$ ,  $Q_2-Q_1-Q_3$ ,  $Q_3-Q_2-Q_1$ .

#### 6.6.2 Procedimiento Sistemático

##### 6.6.2.1 Acerca de cuándo usar el procedimiento sistemático

En el caso de que se tenga experiencia para ordenar los gastos en forma semejante a la de las avenidas registradas se puede utilizar el procedimiento antes señalado. El procedimiento sistemático (ref 6.3) que se describe a continuación, permite obtener, sin necesidad de experiencia subjetiva, los gastos de descarga y las cargas máximas correspondientes al periodo de retorno que se seleccione para el diseño.

##### 6.6.2.2 Pasos a seguir

- 1) Se realiza un análisis detallado del ordenamiento observado en las avenidas máximas registradas cada año. Para ello, a los gastos medios diarios registrados, durante la avenida máxima del año en estudio, se le asigna un número de orden según se eligieron para el cálculo de los gastos.
- 2) Ya que el gasto máximo de descarga por el vertedor depende en gran medida de los valores correspondientes a las unidades de tiempo cercanas al gasto pico, las alternativas de ordenamiento de las barras se puede simplificar si se eligen sólo 3 ó 4 barras alrededor del gasto pico (de 4 a 8 alternativas de combinación, respectivamente).
- 3) El análisis del ordenamiento asignado a cada una de las avenidas máximas anuales registradas (ver punto 1)) permite asignar una

frecuencia a cada una de las alternativas posibles. Ver esquema siguiente para las 4 alternativas correspondientes a tres valores máximos consecutivos.

Combinaciones	1.2.3	3.1.2	2.1.3	3.2.1.
Frecuencia	a	b	c	d

(Al centrar las  $n$  avenidas respecto al número de orden del gasto pico de cada año, se obtienen a combinaciones 123,  $b$  de la 312,  $c$  de la 213 y  $d$  de la 321.)

Frecuencia				
Relativa	$a / n$	$b / n$	$c / n$	$d / n$

- 4) Seleccionado el periodo de retorno y con los gastos correspondientes de la tabla 6.2, se construyen  $x$  avenidas, una para cada alternativa de ordenamiento; se calcula el tránsito de cada una de ellas por el vaso para obtener el gasto máximo de descarga.
- 5) Finalmente, el gasto de diseño del vertedor se obtiene mediante la expresión

$$E \{QM_{des}\} = \sum_{k=1}^x QM_{des}(k) \cdot f(k) \quad (6.3)$$

donde  $E \{QM_{des}\}$  es el valor esperado del gasto máximo de descarga (gasto de diseño del vertedor);  $QM_{des}(k)$  el gasto máximo de descarga para la alternativa de ordenamiento No.  $k$  y  $f(k)$  la frecuencia relativa correspondiente.

## REFERENCIAS

6.1 POSEY, C.J. e I, F-T, "Functional Design of Flood Control Reservoirs, Transactions , American Society of Civil Engineers, paper No. 2093, página 1641. (1940).

6.2 DOMÍNGUEZ MORA, R. y ALVARADO CUADRA, A.J., Métodos para el cálculo de avenidas de diseño de vertedores de presas de almacenamiento, proyecto 303, elaborado para Comisión Nacional del Agua, México, Enero de (1992). Página 65.

6.3 VÁZQUEZ CONDE, Ma.T. y DOMÍNGUEZ MORA, R., "Desarrollo y validación de un procedimiento sistemático para definir la forma de la avenida de diseño para vertedores de presas grandes. En: XII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, México. (Octubre de 1992)

6.4 VIESSMAN, W., LEWIS, G. y KNAPP, J., Introduction to Hydrology. Harper and Row , 3a ed. New York, (1989). Página 499.

6.5 DOMÍNGUEZ, M.,R., (1989), Apuntes del curso Hidrología aplicada a la Ingeniería, Cursos de Educación Continua, Palacio de Minería, UNAM, México, (1989).

6.6 IMTA, (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua), Comisión Nacional del Agua (CNA), Sistema "CD-Hidro", Datos Hidrométricos de México 1937-1985, 1a. edición, diciembre de 1990.

PROGRAMA PARA CALCULAR GASTOS POR VOLUMENES MOVILES  
 PREPARADO PARA LA TESIS DE AJAC  
 INSTITUTO DE INGENIERIA - UNAM  
 DICIEMBRE DE 1992

```

CLS
' DATOS DE LOS ARCHIVOS A MANIPULAR
PRINT : PRINT : INPUT "NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS ORIGINALES: ", NOM$
PRINT : INPUT "NOMBRE DEL ARCHIVO FINAL: ", NOM1$
PRINT : INPUT "NOMBRE DEL ARCHIVO DE MAXIMOS: ", NOM2$
PRINT : INPUT "DURACIONES SELECCIONADAS: ", DS
PRINT : INPUT "AÑO DEL REGISTRO : ", YEAR$
PRINT : INPUT "ESTACION : ", STA$
PRINT
' APERTURA DE LOS ARCHIVOS
OPEN "I", #1, NOM$
OPEN "O", #2, NOM1$
P = 0
' LECTURA DE LOS DATOS DESDE EL ARCHIVO FUENTE CON SU TRANSCRIPCION NUMERICA
DO WHILE NOT EOF(1)
  MES$ = INPUT$(0, #1): INPUT #1, M1
  INTER$ = INPUT$(15, #1): INPUT #1, M
  P = P + 1
  PRINT #2, M, P
LOOP
' CIERRE DE ARCHIVOS
CLOSE #1
CLOSE #2
' INICIALIZACION DEL ARCHIVO DE MAXIMOS
OPEN "I", #2, NOM1$
OPEN "O", #3, NOM2$
DIM VALOR(P), POSIC(P)
FOR K = 1 TO P
  INPUT #2, VALOR(K), POSIC(K)
NEXT K
PRINT TAB(10); "LOS MAXIMOS PROMEDIO DE ESE AÑO SON: "
PRINT #3, ""
PRINT #3, ""
PRINT #3, "          VALORES MAXIMOS PROMEDIO PARA EL AÑO:"; YEAR$
PRINT #3, "          ====="
PRINT #3, ""
PRINT #3, "          ESTACION:"; STA$
PRINT #3, ""
PRINT #3, "-----"
PRINT #3, " DURACION      Q máximo promedio      ULTIMO      ULTIMO GASTO"
PRINT #3, " (días)         (m3/seg)          DIA          (m3/seg)"
PRINT #3, "-----"
PRINT #3, ""

```

FIGURA 6.1 PROGRAMA AUTOMATIZADO PARA EL PROCEDIMIENTO DE SINTESIS

```

      CICLO ITERATIVO PARA OBTENER LOS MAXIMOS DEL AÑO
FOR I = 1 TO DS
  L = 0
  QMAX = 0
  DO WHILE L <= P - I
    SUMA = 0
    FOR J = 1 TO I
      L = L + 1
      SUMA = SUMA + VALOR(L)
    NEXT J
    PROME = SUMA / I
    IF PROME > QMAX THEN
      QMAX = PROME
      DIREC = L
    END IF
    L = L - (I - 1)
  LOOP
  PRINT TAB(5); I, QMAX, DIREC, VALOR(DIREC)
  PRINT #3, USING " ## #####.## ### #####.##"; I; QMAX; DIREC;
  VALOR(DIREC)
  PRINT #3,
NEXT I
PRINT #3, "_____ "
CLOSE #2, #3
PRINT TAB(10); "SIEMPRE LISTO PARA SERVIR"
END

```

FIGURA 6.1 PROGRAMA AUTOMATIZADO PARA EL PROCEDIMIENTO DE SINTESIS  
(CONTINUACION)



## 7. APLICACIÓN

### 7.1 Introducción

Este capítulo comprende la aplicación de las técnicas expuestas en los capítulos 3, 4, 5 y 6 al cálculo de la avenida de diseño del vertedor de la presa Peñitas.

La presa Peñitas está localizada al norte del estado de Chiapas (ver fig 7.1a, y 7.1b). Forma parte del sistema de presas construidas en cascadas sobre el río Grijalva, constituido, de aguas arriba a aguas abajo, por las presas La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas (ver figura 7.1b).

Para la realización del estudio se contó con la información hidrométrica recabada de las estaciones Malpaso y Peñitas (ref 7.3, 7.4 y 7.5), la información de pluviómetros y pluviógrafos (ref 7.6) y de los resultados de estudios anteriores (ref 7.1 y 7.2).

### 7.2 Procedimiento de Cálculo.

La cuenca propia de la presa Peñitas está situada en una zona a la que podrían ingresar directamente los ciclones (aunque no hay evidencia histórica clara de que esto haya sucedido en el pasado).

Por otra parte, las avenidas que ingresen al vaso de Peñitas provendrán en parte de las descargas de las presas La Angostura y Malpaso y dependen por tanto de la magnitud de las tormentas que se produzcan en sus respectivas cuencas. La presa Chicoasén, situada entre La Angostura y Malpaso, debido a que su capacidad de regulación es despreciable comparada con la de éstas, no tiene influencia en los escurrimientos que llegan a Malpaso y por supuesto a Peñitas.

El procedimiento de cálculo de la avenida de diseño para el vertedor de la presa de Peñitas, se realizará mediante los métodos hidrometeorológicos (en general basado en los resultados de las referencias 7.1 y 7.2) y estadísticos por volumen, para posteriormente elegir entre estos resultados el más adecuado. El criterio que se expone en la figura 2.2 describe el procedimiento que se sigue para la selección de la avenida de diseño.

### 7.3 Pasos a seguir para la alternativa Hidrometeorológica

En general, se siguieron los pasos descritos en la figura 2.2. La lluvia de diseño se escogió entre la obtenida al transponer en la cuenca de Peñitas un ciclón intenso (el Bebe) y el resultado estadístico de las lluvias máximas anuales.

Luego, la tormenta se convirtió en hidrograma por cuenca propia para Peñitas mediante un modelo de lluvia-escurrimiento calibrado con la información histórica disponible en la cuenca.

#### 7.3.1 Tormenta de Diseño

Se consideró que seis días después que ocurrieran los ciclones centrados en Malpaso, se presentaría un ciclón intenso (el Bebe) en la cuenca de Peñitas, ver figura 7.2.

De la figura 7.2 se obtuvieron las alturas de precipitación acumulada para intervalos de 6 h, en mm, ver tabla 7.1.

Tabla 7.1 Alturas de precipitación acumuladas con el ciclón Bebe en la cuenca de Peñitas

Duración (h)	6	12	18	24	30	36
Precipitación (mm)	290	328	338	363	373	408

Por otro lado, en la cuenca propia que corresponde a la presa de Peñitas existen 3 estaciones meteorológicas, a cuyos datos de precipitación máximas anuales se ajustaron diversas funciones de distribución de probabilidades, mediante los métodos expuestos en el capítulo 5 y haciendo uso del programa AX (ref 7.7). Para cada distribución estudiada se obtuvieron las lluvias correspondientes a periodos de retorno de 10,000 y 1000 años, respectivamente, como se muestra en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2 Lluvias en la cuenca de Peñitas para 10,000 y 1000 años

Estación estudiada	Registro estudio	Distribución de probabilidad			Valor final
		Gumbel	Gamma	Lognormal	
Malpaso	1954-90	380.3/308.7	318.3/295.1	410.4/319.9	380.3/308.7
Peñitas	1962-90	426.3/353.2	370.5/340.8	---	426.3/353.2
Tzimbac	1960-90	426.3/350.7	362.8/326.3	---	426.3/350.7

Con los valores finales se procedió, por el método de Thiessen, a calcular la precipitación media en la cuenca para 10,000 años de periodo de retorno, que resultó de 420.32 mm (ver figura 7.3 y tabla 7.3). De acuerdo con el inciso 4.2.3, el valor obtenido de la precipitación debe afectarse por un factor de reducción por área que para la cuenca de Peñitas, con área de 1402 km<sup>2</sup>, resulta de 0.815 (ver figura 4.2). Corrigiendo la precipitación con periodo de retorno de 10,000 años con el factor de reducción por área, se observa (ver Tabla 7.4) que la precipitación media corregida (342 mm) es ligeramente menor (un 8 %) que la precipitación acumulada para una duración de 24 horas de duración del ciclón Bebe de (363 mm), ver tabla 7.1, por lo que se elige como lluvia de diseño la precipitación del Bebe (tabla 7.1) que para una duración total de 36 h. resulta de 408 mm.

Tabla 7.3 Cálculo de la precipitación media de la cuenca Peñitas

Estación	Area de influencia		Precipitaciones			
	en Km <sup>2</sup> A	relativa Ar	T = 10000 años		T = 1000 años	
			P (mm)	Ar.P mm	P (mm)	Ar.P mm
Tzimbac	869.24	0.62	426.3	264.306	350.7	217.434
Malpaso	182.26	0.13	380.3	49.439	308.7	40.131
Peñitas	350.5	0.25	426.3	106.575	353.2	88.3
Σ	1402.0	1.0		420.32		345.865

Tabla 7.4 Precipitación media puntual corregida a precipitación media por área

Período de retorno T en años	Precipitación mm	F	Precipitación corregida mm
10000	420.32	0.815	342.56
1000	345.87	0.815	281.88

### 7.3.2 Calibración del modelo lluvia-escorrentamiento

El modelo de lluvia-escorrentamiento de la cuenca de Peñitas se formuló utilizando intervalos de 2 h con datos del 13 al 24 de octubre de 1966 y del 17 al 31 de diciembre de 1967.

El cálculo comprende la estimación del escurrimiento por cuenca propia, separación de escurrimiento directo y escurrimiento base, cálculo del índice de infiltración media y estimación del hidrograma unitario.

El hidrograma de Peñitas se obtuvo restando el hidrograma medido en Malpaso (transitado hasta Peñitas) al medido en Peñitas.

Para definir la forma del escurrimiento base en cada hidrograma se utilizó el procedimiento propuesto por Sitter, Schauss y Monro (ref 7.10, 7.1 y 7.2), mediante la ecuación recursiva siguiente

$$G_2 = \frac{Z \cdot C_0 \cdot (Q_1 + Q_2) + G_1 \cdot (C_2 - Z \cdot C_0)}{1 + Z \cdot C_0}$$

donde:

- $G_1, G_2$  gasto base al inicio y al final de un intervalo de tiempo, respectivamente
- $Q_1, Q_2$  gasto total al inicio y al final de un intervalo de tiempo
- $C_0, C_2$  constantes del método de Muskingum
- $Z$  razón de los valores instantáneos de la recarga de agua subterránea al gasto directo.

Esta ecuación es aplicable sólo a corrientes perennes, para los que el valor de  $Z$  se considera constante durante un lapso de una avenida. El valor de  $Z$  se obtuvo en cada caso mediante aproximaciones, de tal forma que el gasto base calculado fuera parecido al del hidrograma de escurrimiento total en la parte final del hidrograma.

El intervalo de tiempo adoptado de 2 h. (ver tabla 7.5) para definir el hietograma de cada tormenta, se elige entre dos criterios (ver inciso 4.2); basado el primero en el análisis del volumen de regulación de las presas y el segundo en la velocidad de respuesta de la cuenca.

La distribución de precipitaciones dentro de cada día, para intervalos de 2 h, se calculó a partir de la información de los pluviógrafos, calculando la curva masa media de acuerdo con el área de influencia de cada uno, determinada con los polígonos de Thiessen correspondientes.

Los hietogramas de precipitación efectiva se calcularon restando al hietograma de precipitación total el índice de infiltración media  $\phi$ . El índice se consideró constante durante cada tormenta y fue obtenido por aproximaciones sucesivas hasta igualar la altura de lluvia en exceso con la lámina de escurrimiento directo (ver inciso 4.3.1).

Tabla 7.5 Cálculo de la duración de los intervalos para construir el hietograma de diseño

--Criterio N.1--			--Criterio N.2--		
Tiempo de retraso	Volumen de control de la presa	Intervalo de tiempo adoptado.	Tiempo de pico, $T_p$ Avenidas históricas	$(1/3) \cdot T_p$	Intervalo de tiempo adoptado
algunas horas	pequeño	2 h	10 h.	3.33 h	2 h.
			Ver figura 7.4		

Una vez conocidos los hidrogramas de escurrimiento directo y los hietogramas de precipitación efectiva, se estimaron los hidrogramas unitarios de cada cuenca utilizando las ecuaciones de Eagleson et al., (4.11), (4.12), (4.13) y (4.14) del capítulo 4.

Se dibujó el hidrograma unitario de cada tormenta y se sobrepusieron para obtener uno representativo de todos ellos. Al promediarlos y suavizarlos se cuidó que el área bajo el hidrograma unitario fuera igual al área de la cuenca multiplicada por 1 mm de lluvia efectiva.

La figura 7.5 muestra el hidrograma unitario obtenido para la cuenca de Peñitas y en la misma figura se indican los valores de las ordenadas del hidrograma unitario. La figura 7.6 muestra una comparación entre hidrogramas de escurrimiento directo medidos y los que se obtendrían con los hidrogramas unitarios seleccionados.

### 7.3.3 Avenida de Diseño

En el cálculo del hietograma de lluvia efectiva de la tormenta de diseño se consideró que el intervalo de tiempo  $\Delta t$  sea de 2 h. Por otro lado las curvas altura de precipitación-duración del ciclón Bebe corresponden a intervalos de 6 horas. Por este motivo se tomó el total de 408 mm, calculados cada 6 h obtenidos para el Bebe, pero se le asignó

una distribución cada 2 horas, similar a las observadas a la tormentas históricas. Los resultados se muestran en la tabla 7.6.

Tabla 7.6 Distribución del hietograma conforme a lluvias históricas

Duración (h)	Hietograma para intervalos de 6 h, (mm)	Hietograma para intervalos de 2 h, (mm)
2	-	68
4	-	181
6	290	41
8	-	13
10	-	11
12	38	14
14	-	4
16	-	3
18	10	3
20	-	9
22	-	9
24	25	7
26	-	3
28	-	2
30	10	5
32	-	11
34	-	11
36	35	13

El hietograma de lluvia efectiva se calculó finalmente restando una infiltración de 1 mm/h y sus valores se reordenaron como se muestra en la tabla 7.7.

Con los valores ordenados P, así obtenidos y el hidrograma unitario U de Peñitas (ver fig 7.5) se calcularon las ordenadas del hidrograma generado por cuenca propia mediante la ecuación de convolución (ver ecuaciones 4.10 y 4.11 )

$$Q_i = \sum P_k \cdot U_{i-k+1}, \quad i = 1, 2, \dots, NP + NU - 1 \quad (4.10)$$

$$\text{donde } NU = NQ + 1 \cdot NP$$

(4.11)

las ecuaciones (4.10) y (4.11) representan la solución de la multiplicación de las matrices P de las precipitaciones, U de las ordenadas del hidrograma unitario, y Q las ordenadas de los gastos del hidrograma generado

$$\bar{P} \cdot \bar{U} = \bar{Q}$$

estas matrices se muestran en la tabla 7.8. El hidrograma resultante por cuenca propia se muestra en las figura 7.7 y tabla 7.9.

Tabla 7.7 Valores ordenados de la precipitación efectiva P

Duración (h)	Precipitación efectiva (mm)	Valores ordenados P (mm)
2	66	11
4	179	66
6	39	179
8	11	39
10	9	12
12	12	9
14	2	2
16	1	1
18	1	1
20	7	7
22	7	7
24	5	5
26	1	1
28	0	0
30	3	3
32	9	9
34	9	9
36	11	11





Tabla 7.9 Ordenadas del hidrograma de Diseño de Peñitas

Tiempo (horas)	Flujo Base $m^3/s$	Flujo Directo $m^3/s$	Ordenadas del Hidrograma de Peñitas $m^3/s$
2	240	40.05	280.05
4	230	326.51	556.51
6	210	1450.45	1660.45
8	200	3591.96	3791.96
10	205	7412.97	7612.97
12	210	9218.24	9418.24
14	215	8854.36	9069.36
16	220	7457.34	7677.34
18	225	6029.23	6254.23
20	230	4883.73	5113.73
22	235	3801.16	4036.16
24	240	2958.53	3198.53
26	245	2381.89	2626.89
28	250	1910.31	2160.31
30	255	1398.60	1653.60
32	260	914.68	1174.68
34	265	687.26	952.26
36	270	788.86	1058.86
38	275	948.47	1223.47
40	280	1091.42	1371.42
42	285	1019.62	1304.62
44	295	836.77	1131.77
46	296	641.22	937.22
48	297	481.20	778.20
50	298	358.40	656.40
52	300	256.22	556.22
54	295	177.83	472.83
56	280	118.93	398.93
58	270	71.01	341.01
60	260	33.52	293.52
62	250	9.21	259.21

El hidrograma mostrado en la figura 7.7 incluye un gasto base que se intenta sea parecido, en forma, al del escurrimiento total, en aquella parte, donde no existe escurrimiento directo (ver figura 7.4).

#### 7.4 Método estadístico de Volumen.

Del registro de promedios diarios por cuenca propia de 20 años de registro para la presa de Peñitas, se determinaron los gastos medios máximos para duraciones de 1 a 5 días. Al conjunto de datos para la duración de un día se le ajustó una función de distribución de probabilidad. Este mismo estudio probabilista fue efectuado para los diferentes conjuntos de datos de las duraciones restantes.

Extrapolando las funciones probabilistas de mejor ajuste, se calcularon los gastos para siete periodos de retorno. Mediante un proceso de desagregación se deducen para cada periodo de retorno los gastos correspondientes para cada día.

Con un análisis de las avenidas históricas se escogió, entre las avenidas sintéticas generadas, la más representativa para cada periodo de retorno.

En seguida se presenta el detalle del proceso realizado para Peñitas.

##### 7.4.1 Obtención de la información básica

Los registros de gastos medios diarios que presentan los boletines de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para la Estación en Peñitas datan de 1947 (incompleto este año) a 1973 (ref 7.3). Luego hay un salto de información hasta 1987. y finalizan con 1991 con volúmenes medios diarios deducidos de la operación de la presa Peñitas (ref 7.4) que empezó a construirse en 1980 y entró en operación en 1986.

Los boletines de la SARH tienen datos de la estación Malpaso I en el periodo 1959-1961 y de Malpaso II en el periodo 1962-1973; el CENACE tiene de 1987-1991. El cierre de la presa Malpaso se realizó entre los meses de junio a septiembre de 1966.

Los gastos por cuenca propia de Peñitas se obtuvieron restando a

los gastos registrados en la estación de Peñitas los de la estación Malpaso. Para realizar esta operación, se aprovechó el disco de la Comisión Nacional del Agua (ref 7.5) que tiene un banco de información compatible para Peñitas y Malpaso en los años de 1962 a 1973. De 1959 a 1961 se utilizó información de la estación Peñitas del Sistema "CD-HIDRO" de la CNA (ref 7.5) y la información de la estación de Malpaso obtenida de los boletines hidrométricos de la SARH. De 1987 a 1991 el CENACE tiene un registro de datos referentes a la operación de la Presa Peñitas y de él se leyó lo correspondiente al volumen medio diario por cuenca propia, convertido luego a gasto en metros cúbicos por segundo.

Entre los años 1974 y 1986 no se pudo obtener información compatible.

Con lo anterior se logró completar un registro confiable de 20 años, formándose 20 archivos de gastos medios diarios por cuenca propia, correspondientes a cada año de registro.

#### *7.4.2 Gastos medios diarios máximos para diferentes duraciones.*

El método estadístico por volumen se basa en los gastos medios diarios máximos anuales para duraciones de uno a varios días. Dado que la cuenca de Peñitas tiene un área  $1,400 \text{ Km}^2$  se escogió una duración máxima de 5 días. Para definir los valores del gasto medio máximo anuales para las duraciones escogidas (1 día, 2 días, ..., 5 días) se analizó la información hidrométrica por cuenca propia de cada uno de los 20 años preparados para tal fin. El programa para computadora (ver capítulo 6), elaborado para encontrar esos máximos consecutivos, presenta un resultado como el que aparece en la tabla 7.10. Por ejemplo, para una duración de un día, el gasto fue de  $4,054.19 \text{ m}^3/\text{s}$  el día 357 del año, que corresponde al 23 de diciembre de 1967. Si se consideran dos días consecutivos, en los que el gasto medio sea máximo, se observa que corresponden al 23 y 24 de diciembre, cuyos gastos medios individuales fueron de  $4,054.19$  y  $1134.42 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente, resultando un gasto promedio máximo de  $2594.31 \text{ m}^3/\text{s}$ . Análogamente, los tres días consecutivos con mayor gasto fueron los días 23, 24 y 25 de diciembre, con un gasto promedio de  $1847.31 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los resultados del análisis realizado con los 20 años de registro

se presentan en la tabla 7.11.

En especial, para el máximo extraordinario ocurrido el 23 de diciembre de 1967, se verificó el resultado manualmente con los archivos que registra la SARH en sus Boletines: Efectivamente, el 23 de diciembre de 1967 se registra en Peñitas un gasto promedio diario de  $4,276.5 \text{ m}^3/\text{s}$  y en la estación de Malpaso, el mismo día, se presenta el gasto promedio diario de  $222.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ; al realizar la diferencia el gasto promedio diario resulta de  $4,054.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los afluentes más importantes del río Mezcalapa antes de llegar a la estación medidora de Peñitas son Tzimbac y Sayula. La estación de Tzimbac no funcionó del 22 al 25 de diciembre de 1967 y la estación Sayula reporta un gasto de  $1370.3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Por otro lado, el área de la cuenca de la estación Peñitas antes de la construcción de la presa de Malpaso es de  $36,362 \text{ Km}^2$  y en Malpaso I se tienen  $34,960 \text{ Km}^2$  y para Malpaso II el área de la cuenca es de  $34,985 \text{ Km}^2$ , por lo que la cuenca propia para Peñitas resulta de  $1402 \text{ Km}^2$ . Tzimbac tiene un área de drenaje de  $200 \text{ Km}^2$  y la de la estación Sayula es de  $410 \text{ Km}^2$ . Sayula y Tzimbac suman  $610 \text{ Km}^2$  que son aproximadamente el 43.57 % de la cuenca de Peñitas. Si se espera que Tzimbac aporte un gasto de  $0.4878 \times 1,370.3 \text{ m}^3/\text{s} = 668.44 \text{ m}^3/\text{s}$ , el gasto para Tzimbac más Sayula es de  $2038.73 \text{ m}^3/\text{s}$ . Completando el cálculo para el gasto del 100 % del área, suponiendo que llovió uniformemente en la cuenca y el aporte unitario es el mismo, se obtiene un gasto de  $4679.23 \text{ m}^3/\text{s}$  que es ligeramente mayor al gasto medido en Peñitas de  $4054.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Además, la estación pluviométrica de Peñitas (ref 7.6) reporta para el día 22 de diciembre de 1967 una precipitación de  $253.9 \text{ mm}$ ; esta precipitación es la máxima del registro entre 1960 a 1990, también es mayor que la máxima registrada en Malpaso II (con  $250 \text{ mm}$ , el 29 de septiembre de 1967) y Tzimbac (con  $237.5 \text{ mm}$ , el 29 de septiembre de 1957).

#### 7.4.3 Análisis estadístico

Con los gastos máximos correspondientes a la duración de un día se realizó un análisis estadístico, ajustándoles una función de distribución de probabilidad por los métodos de momentos y máxima verosimilitud (ver capítulo 5). La tabla 7.12 muestra los coeficientes de menor error de ajuste (ver ecuación 5.39), obtenidos mediante el programa AX (ref 7.7). La distribución de probabilidad Doble Gumbel es la que presenta menor error de ajuste. Una vez tomados en cuenta los errores en el ajuste y la comparación gráfica entre los puntos

correspondientes a la relación entre gastos y periodos de retorno y la curva que define la función de ajuste, se decidió adoptar la función Doble Gumbel (ver tabla 7.13 y fig.7.8).

Estos mismos pasos se siguieron para el ajuste a los gastos medios máximos anuales correspondientes a las duraciones de 2, 3, 4 y 5 días (datos que se encuentran en la tabla 7.11). En la tabla 7.14 se anotan los parámetros de la función doble Gumbel para cada duración seleccionada. Conviene que las funciones ajustadas sean de la misma familia, por ejemplo Gumbel con Doble Gumbel y así obtener mejores extrapolaciones (ref 7.9).

Con las funciones Doble Gumbel ajustadas para las cinco duraciones se calcularon los gastos para siete periodos de retorno que se muestran en la tabla 7.15.

#### 7.4.4 Proceso de desagregación

Los valores extrapolados a diferentes periodos de retorno son los correspondientes a un día, a dos días, a tres días hasta cinco días, pero lo que interesa es un hidrograma donde los gastos no estén agregados por varios días sino sólo para cada día. Este proceso de desagregación se realizará a continuación.

En la tabla 7.16, se muestra en la primera columna la duración en días. En la columna dos aparece el gasto medio ( $Q_{med}$ ), que se tomó de la tabla 7.15 para un periodo de retorno  $R$ , por ejemplo, de 10,000 años, y para cada duración. En la tercera columna se muestra el gasto desagregado ( $Q_{día}$ ), o gasto promedio para cada día individual. El proceso de desagregación se resuelve por medio de las ecuaciones (6.1) y (6.2)

$$Q_1 = \bar{Q}_1 \quad (6.1)$$

$$Q_n = n \bar{Q}_n - (n-1) \bar{Q}_{n-1} \quad (6.2)$$

donde

$Q_n$	gasto desagregado ( $Q_{día}$ ) para la duración $n$
$\bar{Q}_n$	gasto medio ( $Q_{med}$ ) para la duración $n$

El mismo procedimiento se realizó para los restantes periodos de retorno, con los resultados que se muestran en la tabla 7.16.

#### 7.4.5 Avenidas sintéticas para varios periodos de retorno

La tabla 7.16 muestra hidrogramas para varios periodos de retorno, pero las barras ( $Q_n$ ) están ordenadas de mayor a menor, lo cual no obedece a la forma de un hidrograma de avenida.

Las barras  $Q_n$  se ordenaron para generar varios hidrogramas que cumplan con la condición de origen, dejando los gastos consecutivos juntos. En la tabla 7.17 las columnas uno y la dos son la duración en días y la magnitud de la barra en  $m^3/s$ . Si se le asigna un número de orden a las barras, coincide en este caso la columna uno de la duración con este número de orden. Si consideramos tres días para el ordenamiento, las combinaciones a formar son de  $2^{(3-1)} = 4$ . Estas combinaciones aparecen en las columnas tres a las seis en la tabla 7.17. Este procedimiento se realiza primero con  $T = 10000$  años para varias alternativas. La tabla 7.18 muestra el análisis del ordenamiento de las avenidas de cada año de estudio; la combinación más frecuente resultó la No. 3 con un 52% de ocurrencia. El arreglo de las barras por lo tanto se propone con el ordenamiento (1.2.3). Finalmente, las avenidas seleccionadas se presentan en la tabla 7.19.

#### 7.5 Selección de la Avenida de Diseño

La avenida de diseño obedece a factores que, por lo general, caen dentro del marco económico y de riesgo.

La presa Peñitas tiene la categoría de presa grande (ver tablas 3.1, 3.2 y 7.20) en la que pueden esperarse daños catastróficos, principalmente en la economía del país al interrumpirse la generación de energía eléctrica (ref 7.9) y en la pérdida de vidas humanas, en vista de que éstas no son reemplazables y no tienen precio (ver tablas 3.1 y 3.4).

Conforme a las recomendaciones de seguridad del Comité de Diseño hidrológico de vertedores de Grandes Presas del ASCE (ver tabla 3.1) y del Cuerpo de Ingenieros EUA (ver tabla 3.5) la peligrosidad es alta y recomiendan el uso de la Avenida Máxima Probable (AMP) o sea la basada en la (PMP).

De acuerdo con este contexto y la información disponible se

obtuvieron (ver figura 2.2) dos avenidas de diseño, una por el método hidrometeorológico, y la otra basada en el método estadístico por volumen.

Al comparar los gastos promedios diarios para 1 día y 2 días, de los hidrogramas obtenidos por el método hidrometeorológico y los del método estadístico por volumen, se observa que los primeros son bastante inferiores con respecto a los segundos, según se muestra en la tabla 7.21.

Tabla 7.21 Comparación de gastos promedios, obtenidos según métodos hidrometeorológicos y estadísticos

Parámetro	Método Hidrometeorológico (calculado de tabla 7.9)	Método Estadístico por Vol. ( ver tabla 7.15)
$\bar{Q}_1$ día	5218.35 m <sup>3</sup> /s	10828 m <sup>3</sup> /s
$\bar{Q}_2$ días	3142.45 m <sup>3</sup> /s	7520 m <sup>3</sup> /s

Esta situación hace difícil la selección de la avenida. Por lo que en seguida se plantean algunas consideraciones adicionales.

- Los gastos medios diarios para el estudio por cuenca propia de Peñitas resultaron de la diferencia entre los medidos en la estación Peñitas y la estación Malpaso. Las diferencias se realizaron con valores del mismo orden de magnitud, por lo que pequeños errores relativos en uno de ellos pueden causar errores grandes en las restas.

- La compatibilidad de información entre ambas estaciones sólo permitió reunir una muestra de 20 años de registro de gastos máximos.

- La función doble Gumbel se ajustó con la muestra de 20 gastos, en los que influye mucho el gasto máximo para la duración de un día (ver figura 7.8).

- Comparando los gastos medios consecutivos para uno y dos días de duración de 5218.35 m<sup>3</sup>/s y de 3142.45 m<sup>3</sup>/s (calculados con el hidrograma del método hidrometeorológico, ver tabla 7.21), con valores del registro de gastos medios diarios por cuenca propia de Peñitas, por ejemplo con los de diciembre de 1967 para un día y dos días , de 4053 m<sup>3</sup>/s y 2594 m<sup>3</sup>/s resultan tener casi la misma magnitud.



Por las justificaciones anteriores, se propone definir una avenida de diseño de gasto medio de  $8485 \text{ m}^3/\text{s}$  para un día, mayor al del método hidrometeorológico. El gasto de  $8485 \text{ m}^3/\text{s}$  corresponde a un periodo de retorno de 1000 años del método estadístico (ver tabla 7.19). La forma de la avenida y los valores de sus ordenadas se propone calcularlas con la de la avenida del método hidrometeorológico, multiplicando cada una de sus ordenadas por el factor  $f = 8485/5218.35 = 1.63$ . La avenida que resulta se muestra en la figura 7.9 y en la tabla 7.22.

Por otra parte, si se considera que el valor registrado de  $4054 \text{ m}^3/\text{s}$  obedece a un periodo de retorno de 100 años y se repite el ajuste de la función Doble Gumbel, el gasto medio para un día con un periodo de retorno de 1000 años es del orden del gasto propuesto de  $8845 \text{ m}^3/\text{s}$ . También, al ajustar la función Gumbel en lugar de la doble Gumbel, se obtiene un gasto de unos  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno de 10,000 años.

## REFERENCIAS

7.1 FUENTES M., O.A. y DOMÍNGUEZ M., R., Avenida de Diseño en Peñitas. Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por la Comisión Federal de Electricidad. (1973)

7.2 DOMÍNGUEZ M., R. y ALVARADO C., A., Métodos para el Cálculo de Avenidas de Diseño de Vertedores en Presas de Almacenamiento. Proyecto 0303. Tomo II Apéndices y Ejemplos. Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero (1992).

7.3 SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, Subsecretaría de Planeación, Dirección General de Estudios, Boletín Hidrológico No. 38. Regiones Hidrológicas Núm. 30. Grijalva Usumacinta, Núm. 31 Yucatán Oeste, Núm. 32 Yucatán Norte y Núm. 33 Yucatán Este. Tomo II. (1971).

7.4 CENACE (Centro Nacional de Control Estadístico) de la Comisión Federal de Electricidad. Datos en disket sobre Reporte de Operación de Centrales Hidroeléctricas de las Presas Malpaso (1977-1991) y Peñitas (1986-1991).

7.5 IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua), de la Comisión Nacional del Agua (CNA), Sistema "CD-HIDRO", Datos Hidrométricos de México 1937-1985, 1a. edición, Dic. 1990.

7.6 UNIDAD DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL, Subjefatura de Estudios Civiles, Departamento de Estudios Hidrometeorológicos, "División Hidrométrica Sureste", de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), México.

7.7 JIMÉNEZ E, M., Manual de Operación del Programa Ax.EXE (Ajuste de funciones de distribución de probabilidad), Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), RH/O5/92. México D.F. (1992).

7.8 DOMÍNGUEZ M.,R., Apuntes personales de la asignatura de Hidrología de superficie. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, semestre 91-1. Ciudad Universitaria, México, D.F. (1991).

7.9 COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Documento de presentación de la Presa Hidroeléctrica Peñitas (1987).

7.10 SITTNER, W., SCHAUSS, CH., y MONRO, J., "Continuous Hydrograph Synthesis with an API-Type Hydrologic Model". Water Resources Research, Vol.5, No. 5, págs 1007-1022. October (1969).

Tabla 7.10 Gastos medios diarios máximos para diferentes duraciones

VALORES MÁXIMOS PROMEDIO PARA EL AÑO:1967 =====			
ESTACIÓN: PEÑITAS			
DURACIÓN (días)	Q máximo promedio (m <sup>3</sup> /seg)	ÚLTIMO DÍA *	ÚLTIMO GASTO (m <sup>3</sup> /seg) *
1	4054.19	357	4054.19
2	2594.31	358	1134.42
3	1847.35	359	353.45
4	1452.60	359	353.45
5	1207.23	360	225.77

\* Definen ubicación y magnitud del último gasto considerado en el cálculo del gasto máximo promedio para la duración solicitada.

Tabla 7.11 Gasto Medio Máximo Anual, en m<sup>3</sup>/s, para diversas duraciones, con datos por cuenca propia de la estación hidrométrica Peñitas (1959-1973) y del funcionamiento del vaso (1986-1991)

AÑO	DURACIÓN (en días)				
	1	2	3	4	5
1959	1888	1690	1612	1643	1593
1960	529	362	358	344	339
1961	1836	1559	1173	945	808
1962	865	806	707	595	552
1963	1153	1054	1004	965	935
1964	1392	1317	1252	1145	1045
1965	1326	1157	1084	1043	978
1966	1060	704	619	561	541
1967	4054	2594	1847	1453	1207
1968	1892	1263	958	875	780
1969	1549	1141	998	920	899
1970	1861	1813	1718	1543	1435
1971	769	549	450	398	357
1972	1908	1507	1116	878	731
1973	1849	1619	1535	1537	1460
1987	1295	986	744	683	632
1988	1556	1238	1137	1081	1049
1989	1563	1365	1012	833	704
1990	1543	1333	1003	814	760
1991	1156	788	645	629	611

Tabla 7.12 Determinación de errores cuadráticos para la selección de la función de distribución de probabilidades para una duración de un día

Función	Momentos		Máxima verosimilitud	
	3 p	2p	3p	2p
Normal	---	1585.1	-----	1585.1
Lognormal	1383.0	1388.9	1482.4	1429.1
Gumbel	-----	1403.2	-----	1460.6
Exponencial	-----	1412.2	-----	3066.3
Gamma	1455.8	1438.5	1456.5	1490.6
Doble Gumbel	1296.2			

Mínimo error cuadrático: 1296.2

Calculado para la función Doble Gumbel.

Tabla 7.13 Ajuste de la función de distribución de probabilidades Doble Gumbel para una duración de un día

m Número de orden	T(Q)	Gasto, Q	Valor ajustado de Q	Error <sup>2</sup>
	(años)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	
1	21.00	4054.00	4108.17	2934.59
2	10.50	1908.00	2541.25	401010.50
3	7.00	1892.00	2086.07	37665.09
4	5.25	1888.00	1889.33	1.76
5	4.20	1861.00	1760.10	10180.37
6	3.50	1849.00	1661.99	34971.19
7	3.00	1836.00	1581.64	64697.57
8	2.63	1563.00	1512.62	2538.18
9	2.33	1556.00	1451.28	10965.63
10	2.10	1549.00	1395.34	23609.91
11	1.91	1543.00	1343.23	39906.74
12	1.75	1392.00	1293.77	9649.90
13	1.62	1326.00	1245.97	6405.14
14	1.50	1295.00	1198.96	9223.20
15	1.40	1156.00	1151.84	17.30
16	1.31	1153.00	1103.54	2445.88
17	1.24	1060.00	1052.61	54.54
18	1.17	865.00	996.69	17341.81
19	1.11	769.00	931.03	26255.31
20	1.05	529.00	842.14	98057.70

Media = 1552.200 Desv = 714.961 asim = 2.193 Error = 893.271

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0030$   
 $\beta_1 = 1204.0000$   
 $\alpha_2 = 0.0010$   
 $\beta_2 = 4000.0000$   
 $P = 0.9200$

**Tabla 7.14** Coeficientes que determinan una función Doble Gumbel para las diferentes duraciones seleccionadas.

Duración (días)	1	2	3	4	5
$\alpha_1$	0.0030	0.0042	0.0049	0.0050	0.005
$\beta_1$	1204.0	958.6148	803.7239	718.0	662.0134
$\alpha_2$	0.000975	0.0013	0.0030	0.0030	0.00365
$\beta_1$	4000.0	1776.4166	1629.4421	1630	1304.6

Tabla 7.15 Gastos Promedios Máximos para diversas duraciones y periodos de retorno, en Peñitas.

Periodo de retorno, T, en años	GASTOS PROMEDIOS MAXIMOS, Q en m <sup>3</sup> /s				
	DURACIONES, d en días				
	1	2	3	4	5
10,000	10,828	7,520	5,170	4,104	3,340
5,000	10,128	6,979	4,845	3,885	3,160
1,000	8,485	5,726	4,073	3,343	2,719
500	7,770	5,188	3,742	3,110	2,530
100	6,065	3,933	2,965	2,567	2,092
50	5,278	3,376	2,621	2,328	1,900
10	2,462	1,999	1,744	1,702	1,421

NOTA.- Los gastos, para los diferentes periodos de retorno, se estimaron, en base a una función de distribución probabilista de Doble Gumbel la que resultó ser el mejor ajuste para cada una de las duraciones.



Tabla 7.16 Gastos correspondientes a diversos periodos de retorno (T)  
(Proceso de Desagregación)

Duración d días	T = 10,000 años		T = 5,000 años	
	Q <sub>med</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>día</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>med</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>día</sub> m <sup>3</sup> /s
1	10,828	10,828	10,128	10,128
2	7,520	4,212	6,979	3,830
3	5,170	470	4,845	577
4	4,104	906	3,885	1,005
5	3,340	284	3,160	260

Duración d en días	T = 1,000 años		T = 500 años	
	Q <sub>med</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>día</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>med</sub> m <sup>3</sup> /s	Q <sub>día</sub> m <sup>3</sup> /s
1	8,485	8,485	7,770	7,700
2	5,726	2,967	5,188	2,606
3	4,073	767	3,742	850
4	3,343	1,153	3,110	1,214
5	2,719	223	2,530	210

Tabla 7.16 continuación...

Duración en días	T = 100 años		T = 50 años	
	Qmed m <sup>3</sup> /s	Qdía m <sup>3</sup> /s	Qmed m <sup>3</sup> /s	Qdía m <sup>3</sup> /s
1	6,065	6,035	5,278	5,278
2	3,933	1,801	3,376	1,474
3	2,965	1,029	2,621	1,111
4	2,567	1,373	2,328	1,449
5	2,092	192	1,900	188

Duración en días	T = 10 años		Qmed m <sup>3</sup> /s	Qdía m <sup>3</sup> /s
	Qmed m <sup>3</sup> /s	Qdía m <sup>3</sup> /s		
1	2,462	2,462		
2	1,999	1,536		
3	1,744	1,234		
4	1,702	1,576		
5	1,421	297		

Tabla 7.17 Avenidas sintéticas para varios periodos de retorno en la Presa Peñitas

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 10,000 AÑOS					
1	10,828	284	284	284	906
2	4,212	906	4,212	10,828	470
3	470	470	10,828	4,212	4,212
4	906	10,828	470	470	10,828
5	284	4,212	906	906	284

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 5,000 AÑOS					
1	10,128	260	260	260	1,005
2	3,830	1,005	3,830	10,128	577
3	577	577	10,128	3,830	3,830
4	1,005	10,128	577	577	10,128
5	260	3,830	1,005	1,005	260

7.17 continuación ...

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 1,000 AÑOS					
1	8,485	223	223	223	1,153
2	2,967	1,153	2,967	8,485	767
3	767	767	8,485	2,967	2,967
4	1,153	8,485	767	767	8,485
5	223	2,967	1,153	1,153	223

Tabla 7.17 continuación ...

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS					
1	7,770	210	210	210	1,214
2	2,606	1,214	2,606	7,770	850
3	850	850	7,770	2,606	2,606
4	1,214	7,770	850	850	7,770
5	210	2,606	1,214	1,214	210

Tabla 7.17 continuación ...

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS					
1	6,065	192	192	192	1,373
2	1,801	1,373	1,801	6,065	1,029
3	1,029	1,029	6,065	1,801	1,801
4	1,373	6,065	1,029	1,029	6,065
5	192	1,801	1,373	1,373	192

Tabla 7.17 continuación ...

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	A V E N I D A S		P O S I B L E S	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
C O M B I N A C I Ó N		3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1
CON PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS					
1	5,278	188	188	188	1,449
2	1,474	1,449	1,449	5,278	1,111
3	1,111	1,111	5,278	1,474	1,474
4	1,449	5,278	1,111	1,111	5,278
5	188	1,474	1,449	1,449	188

Tabla 7.17 continuación ...

Duración Días	Qdía m <sup>3</sup> /s	AVENIDAS		POSIBLES	
		ALTERN 1 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 2 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 3 m <sup>3</sup> /s	ALTERN 4 m <sup>3</sup> /s
<b>COMBINACIÓN</b>		<b>3 1 2</b>	<b>2 1 3</b>	<b>1 2 3</b>	<b>3 2 1</b>
<b>CON PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS</b>					
1	2,462	297	297	297	1,576
2	1,536	1,576	1,536	2,462	1,234
3	1,234	1,234	2,462	1,536	1,536
4	1,576	2,462	1,234	1,234	2,462
5	297	1,536	1,576	1,576	297

7.18 Análisis de la frecuencia del tipo de ordenamiento de los gastos medios diarios máximos registrados en cada año, por cuenca propia, para la estación Peñitas.

Año	Ocurre un salto para duraciones d :	Combinaciones No.			
1959	duración, d = 2 días	3 6 2 *			
1960	duración, d = 4 días	2			
1961		3			
1962		2			
1963		2			
1964		3			
1965		2			
1966	duración, d = 3 días	4 6 3 *			
1967		3			
1968		2			
1969	duración, d = 4 días	1			
1970		3			
1971	duración, d = 2 días	1 6 4 *			
1972		3			
1973	duración, d = 2 días	1 6 3 *			
1987		3			
1988	duración, d = 2 días	3 6 3 *			
1989		3			
1990		3			
1991	duración, d = 2 días	3 6 1 *			
Combinación No.	1	2	3	4	
Ordenamiento	3 1 2	2 1 3	1 2 3	3 2 1	
Frecuencia	4	6	13	2	
Frecuencia Relativa	0.16	0.24	0.52	0.08	

\* Significa que los gastos promedios máximos se encuentran, en al menos dos hidrogramas en el año, con diferentes fechas de ubicación en el registro.

**Tabla 7.19 Avenidas sintéticas de diseño para varios periodos de retorno en Presa Peñitas**

Duración d, en días	Gastos para un periodo de retorno (T)			
	T=10,000 m <sup>3</sup> /s	T= 5,000 m <sup>3</sup> /s	T= 1,000 m <sup>3</sup> /s	T= 500 m <sup>3</sup> /s
1	284	260	223	210
2	10,828	10,128	8,485	7,770
3	4,212	3,830	2,967	2,606
4	470	577	767	850
5	906	1,005	1,153	1,214

**Tabla 7.19 Avenidas sintéticas de diseño para varios periodos de retorno en Presa Peñitas**

Duración d, en días	Gastos para un periodo de retorno (T)			
	T=100 m <sup>3</sup> /s	T= 50 m <sup>3</sup> /s	T= 10 m <sup>3</sup> /s	T= m <sup>3</sup> /s
1	192	188	297	
2	6,065	5,278	2,462	
3	1,801	1,474	1,536	
4	1,029	1,111	1,234	
5	1,373	1,449	1,576	



Tabla 7.20 Presa Peñitas. Datos Generales del Proyecto

HIDROLOGÍA	
Área total de la cuenca hasta Peñitas	35,701 km <sup>2</sup>
Área por cuenca propia	1,400 km <sup>2</sup>
Gasto medio máximo registrado por cuenca propia, 23, dic., 1967	4,054 m <sup>3</sup> /s
Gasto máximo registrado con área hasta Peñitas (23 de diciembre de 1967)	5,420 m <sup>3</sup> /s
EMBALSE	
NAME	95.50 msnm
NAMO	87.4 msnm
Capacidad total al NAME	1,628 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad total para control de avenidas	537 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad útil para generación	130 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
OBRAS DE EXCEDENCIA	
Canal a cielo abierto con cresta controlada	
Elevación del la cresta	76.00 msnm
Longitud total de la cresta	116.00 m
Gasto máximo de descarga total	18,700 m <sup>3</sup> /s
8 compuertas radiales	14.5 x 15.0 m
Elevación del labio superior de compuertas	91.17 msnm
Avenida de Diseño :	
Gasto máximo	22,877 m <sup>3</sup> /s
Volumen	6,850 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Duración	8 días
CORTINA	
Tipo	Materiales graduados
Elevación de la corona	98 msnm
Longitud de la corona	560 m
Altura máxima desde el desplante	53 m
Volumen total de la cortina (incluyendo ataquías)	3.26 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
POTENCIA Y GENERACIÓN	
Potencia instalada	426 MW
Generación media anual	1,912 GWh
Factor de Planta	0.525

Fig. 7.22 Ordenadas del hidrograma de Diseño de Peñitas

Tiempo (horas)	Ordenadas del Hidrograma de Peñitas $m^3/s$
2	456.4
4	907.11
6	2706.53
8	6180.89
10	12409.14
12	15351.73
14	14783.06
16	12514.06
18	10194.39
20	8335.38
22	6578.94
24	5213.60
26	4281.83
28	3521.31
30	2695.37
32	1914.72
34	1552.18
36	1725.94
38	1994.26
40	2235.41
42	2126.53
44	1844.79
46	1527.67
48	1268.47
50	1069.93
52	906.64
54	770.71
56	650.26
58	655.85
60	478.44
62	422.51

## LOCALIZACION

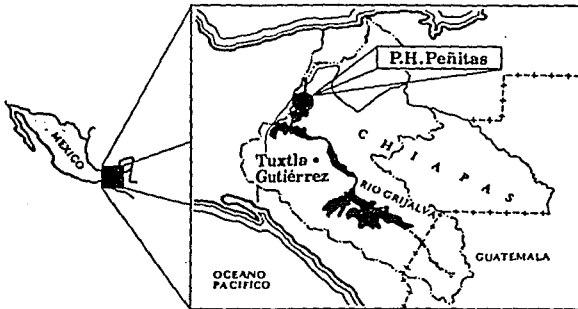


Fig. 7.1 a

## SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO GRIJALVA

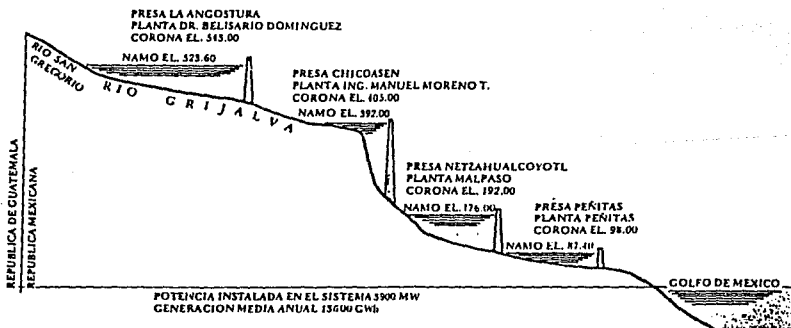


Fig. 7.1 b

Fig. 7.1 Localización Presa Peñitas

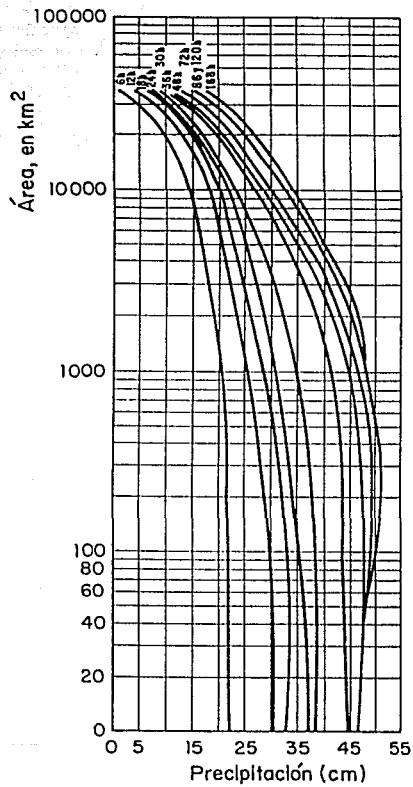
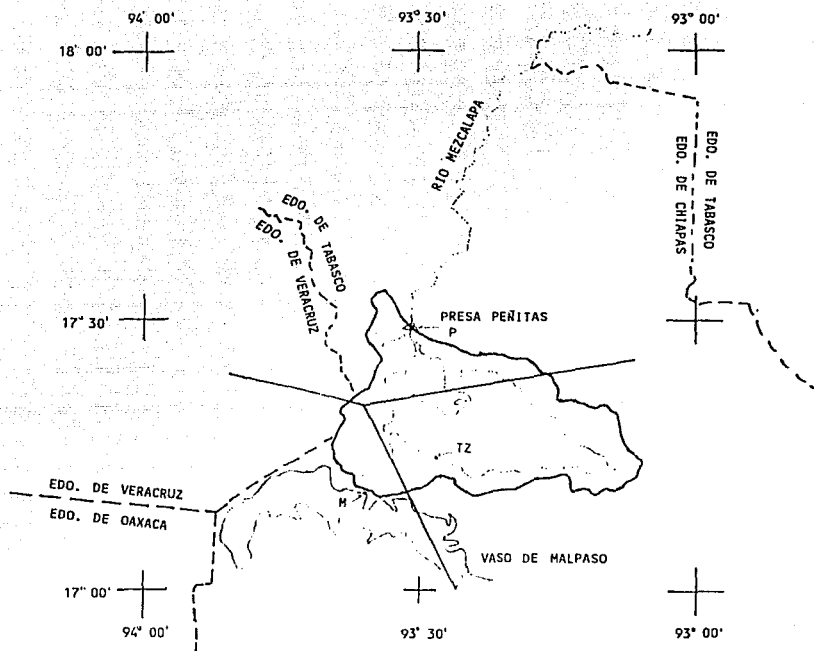






Fig 7.2. Curvas P-A-d del ciclón Bebe  
(refs 7.1 y 7.2)



- P Estación climática y de aforo Peñitas
- TZ Estación climática y de aforo Tzimbac
- M Estación climática y de aforo Malpaso I y II
-  Parteagua de la cuenca
-  Río
-  Polígono de Thiessen
-  Frontera estatal

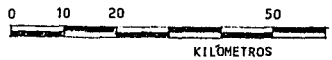


Fig 7.3 Presa Peñitas: Cuenca propia, ubicación de estaciones climáticas y de aforo, trazo de polígonos de Thiessen

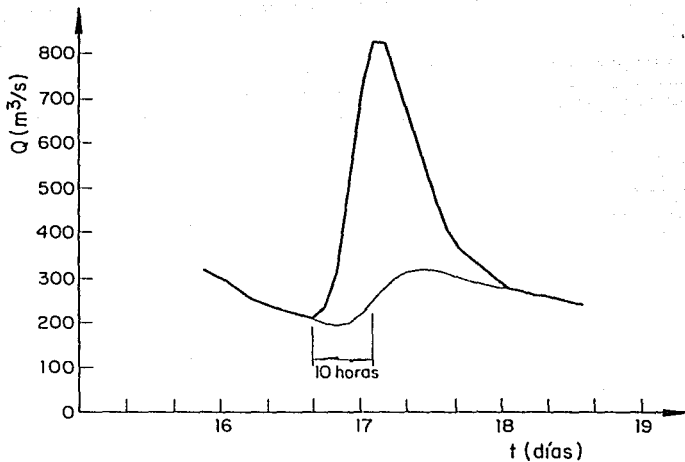


Fig 7.4. Separación de escurrimientos para la tormenta de octubre de 1966 (método de Sittner, Shauss y Monro)

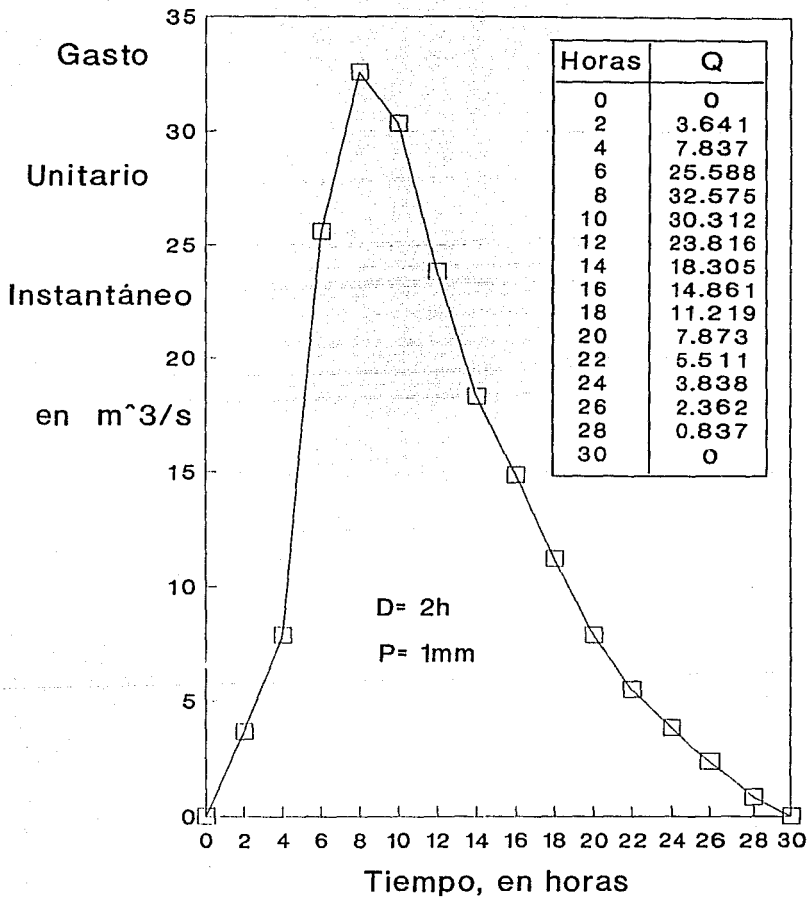


Fig 7.5 Hidrograma unitario instantáneo de la cuenca Peñitas

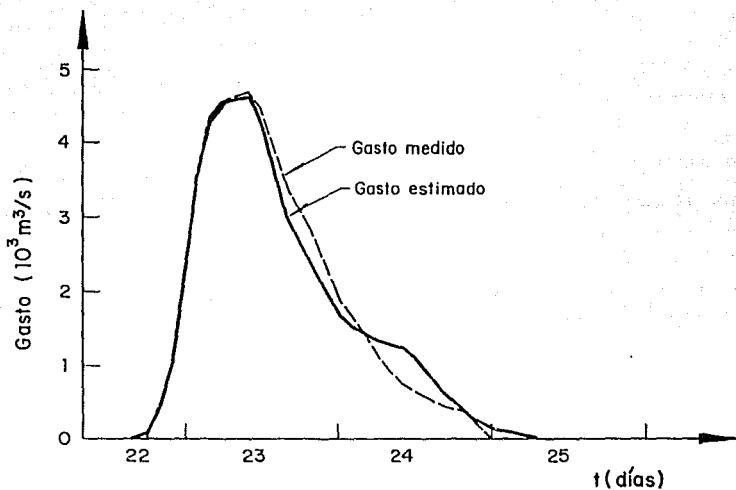


Fig 7.6. Comparación entre el hidrograma de escurrimiento directo estimado y el medido para la tormenta de dic. 1967, en la cuenca propia de Peñitas



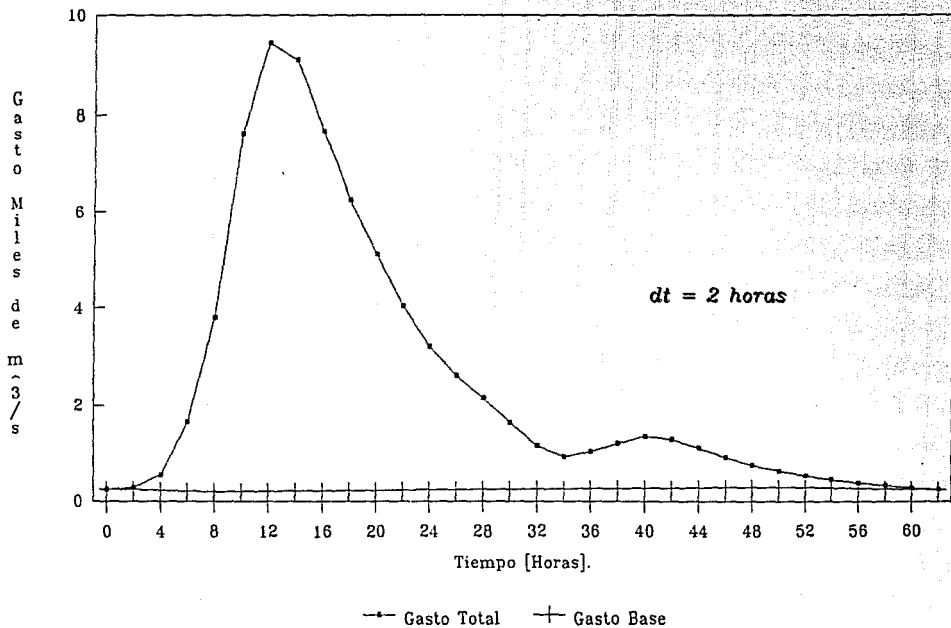


Fig 7.7 Peñitas, Avenida por Cuenca  
Propia.  
Método Hidrometeorológico

### Ajuste para un día

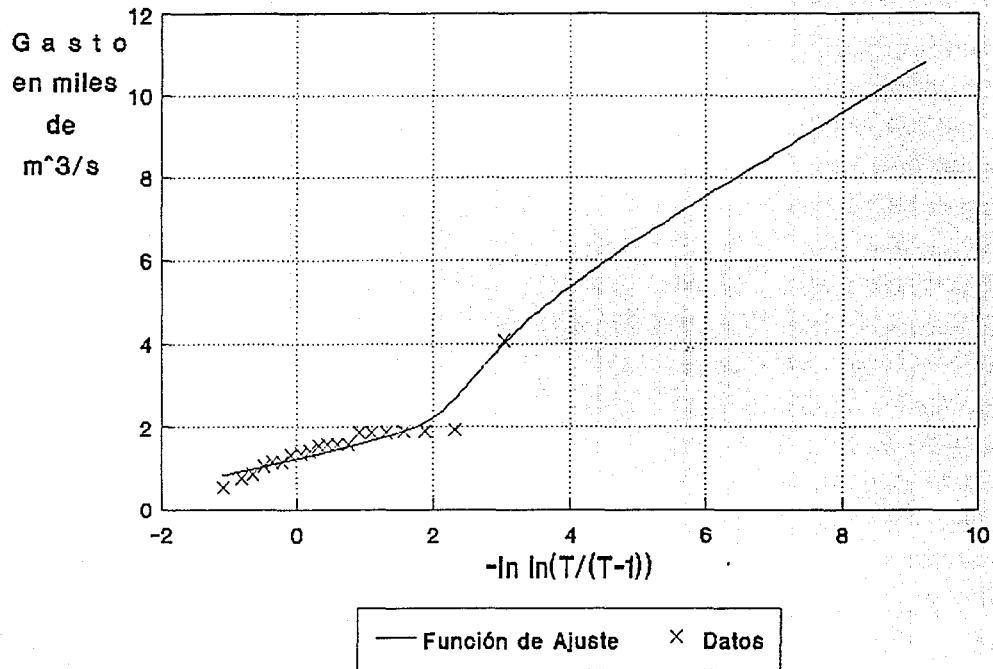


Fig. 7.8 Ajuste de la función doble Gumbel a los escurrimientos de Peñitas.

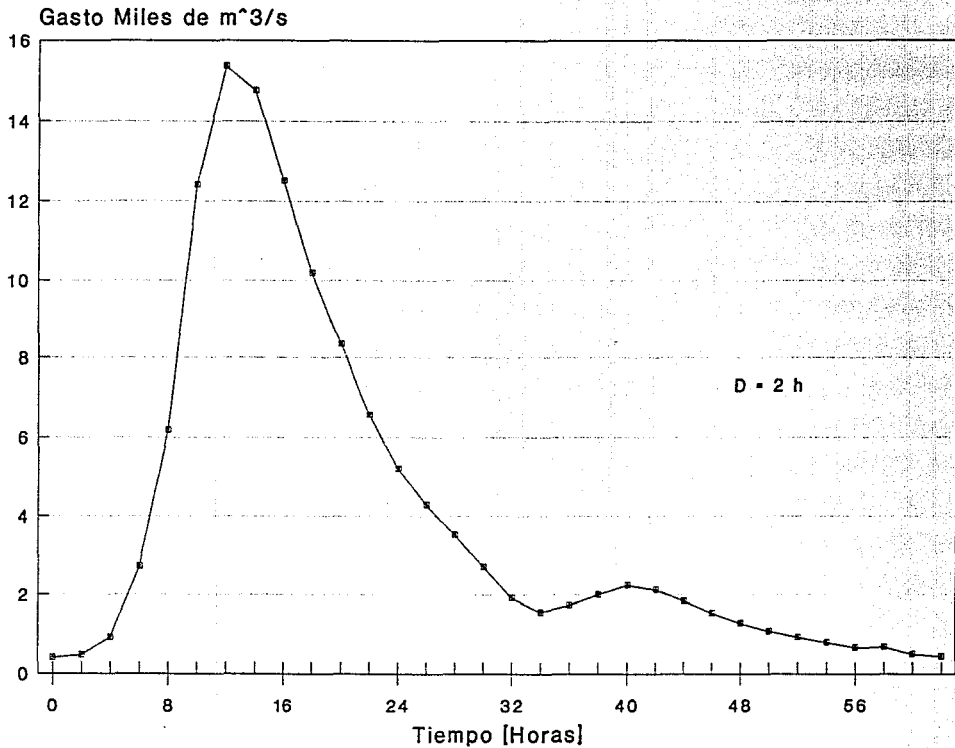
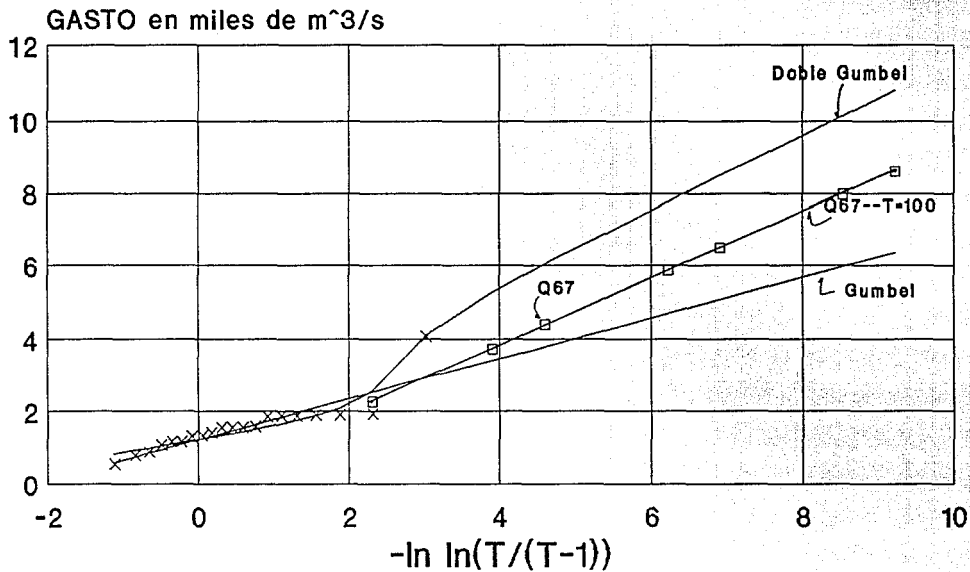


Fig. 7.9 Peñitas, Avenida de Diseño  
(por cuenca propia)

# Presas Peñitas, Ajuste para un día



× DATOS — FUNCION DE AJUSTE

Fig 7.10 Ajuste suponiendo que el valor  $4054 m^3/s$  tiene un periodo de retorno de 100 años.

"Rorate caeli desuper et nubes pluant iustum"  
(Lloved cielos de arriba y las nubes lluevan al  
Justo).

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 A manera de resumen del texto

La avenida de diseño se ocupa para dimensionar el vertedor de una presa y éste protege a la presa para que no falle por la ocurrencia de alguna avenida mayor o igual que la de diseño. La probabilidad de ocurrencia de esta avenida define el riesgo de que sea excedida y ponga en peligro la presa, las vidas y el modo de vivir de las personas, los animales y su medio ambiente.

El cálculo de la avenida de diseño del vertedor ADV se realiza por medio de procedimientos hidrometeorológicos y estadísticos. Los primeros requieren determinar una lluvia de diseño a la que se le resta las pérdidas, transformándose luego en lluvia efectiva que a su vez al usar el modelo de transformación de lluvia efectiva a escurrimiento se obtiene la avenida de diseño. En el caso de contar con datos de aforos, la avenida para un periodo de retorno se calcula al usar el método estadístico por volumen. Esta metodología se aplicó al cálculo de la avenida para la presa Peñitas, con la salvedad que se obtuvo un resultado híbrido: La forma del hidrograma se obtiene con base en el hidrograma obtenido por métodos hidrometeorológicos, pero amplificando su magnitud mediante un factor calculado como el cociente entre el gasto medio para la avenida de 1000 años y un día de duración y el gasto medio

de la avenida por métodos hidrometeorológicos para un día.

Las investigaciones que la literatura técnica (1989-1991) da señal en éstos años y en lo que queda de la década, referente a las avenidas para diseño, se orientan a la búsqueda de qué es lo que ha sucedido en el pasado respecto a los gastos históricos para una determinada sección o región en especial y a las paleoavenidas que se pudieron haber presentado en edades muy antiguas, para que, a partir de esa información y los registros originados por mediciones convencionales, puedan predecirse de una manera confiable las avenidas de diseño de los proyectos por realizar o la que se pueda esperar en las presas construidas. Estas inquietudes surgen en vista de que las precipitaciones máximas probables (PMP), que se consideraban las de mayor seguridad en el diseño, han sido excedidas por otras tormentas y se plantea la inquietud de qué método puede llegar a ser el confiable en la predicción.

Basándose en la información de registros convencionales históricos y de paleoavenidas, las teorías de excedencia con aproximaciones paramétricas y no paramétricas toman un campo de preferencia de los investigadores recientes. Por otro lado, se continúan desarrollando métodos que usan el término de transposición estocástica de tormentas (TET) para que, al transponer lluvias de magnitud extrema de una cuenca a otra, meteorológicamente homogénea, pueda predecirse la probabilidad de ocurrencia, que por lo general llega a ser muy baja o cero en el caso más crítico.

Otros investigadores se han preocupado por la reducción de los costos de las obras y para ello, con base en modelos hidráulicos ya establecidos, describen la variación de la magnitud de los gastos por medio de mapas de isogastos, abaratando los costos de obras de protección. Los análisis económicos con respecto a fallas catastróficas consideran dar seguridad a las presas por medio de mejoras a los vertedores de las presas, para que cumplan con los gastos que escurran mayores que los de AMP/PMP. Otros autores señalan que las presas necesitan unidades de apoyos, que den aviso cuando las condiciones medidas en la cuenca, permitan pronosticar una avenida que ponga en emergencia a la unidad de control de la presa y a las poblaciones que pueden ser afectadas por el derrame de esa avenida; consideran que estas medidas resultan más económicas a la sociedad y lo que se puede gastar

en mejoras a la presa se invierta en otras labores útiles a la sociedad.

Las inquietudes por los métodos antiguos referentes a las pérdidas que ocurren en las cuencas han prosperado, principalmente, los métodos de Horton y el del SCS, al hacerlos funcionables para tormentas intermitentes. Por otro lado, la ecuación del número de escurrimiento es una ecuación empírica que posiblemente sea la mejor para transformar una probabilidad de excedencia de lluvia a una de escurrimiento.

## 8.2 Algunos aspectos relevantes

### 8.2.1 Acerca del riesgo y el criterio de cálculo de la avenida

Dada la importancia que tiene, se dedicarán unos cuantos comentarios acerca del riesgo, orientados principalmente a hacer más objetivo el análisis racional presentado en el capítulo 2.

El riesgo es la probabilidad de pérdidas o daños a personas o propiedades y cada esfuerzo humano involucra un riesgo; los éxitos o fracasos de cualquier evento dependen decisivamente de como se manejen.

En las grandes obras de ingeniería, principalmente, cuando se trata de presas y su obra vertedora, el diseñador se debe de cuestionar sobre los aspectos siguientes: a) identificando las fuentes del riesgo, b) evaluando sus efectos, c) implantando las respuestas y políticas para reducirlo o controlarlo.

Para calcular la avenida de diseño del vertedor de una presa de almacenamiento interesa conocer con que periodo de retorno se va a dimensionar, con las consecuencias respectivas de costos y riesgo. Para lograr ese objetivo, la toma de decisión se compendia en dos ideas :

#### 1o.- La selección del criterio de seguridad

Fundado en dos ramas importantes:

- a) El criterio de "no riesgo" (no se debe admitir falla) y
- b) El criterio basado en la probabilidad (se tolera alguna probabilidad de falla)

Con estas bases, se llega a decidir :

- (1) con la rama a), se selecciona la PMP  
Limitante: EN APARIENCIA, no se corre riesgo  
o éste es muy bajo
- (2) con la rama b), se puede elegir un riesgo o sea un  
periodo de retorno  
y se puede subdividir en dos procedimientos:

- Diseño económico, se obtiene con un periodo de retorno  
económicamente óptimo,  $T_{eo}$   
(basado en el costo promedio anual)  
Limitante: La dificultad de estimar los costos  
esperados por daños.
- Diseño práctico, se determina el periodo de retorno  
más adecuado,  $T$ , con base en la  
experiencia, por medio de criterios  
prácticos vertidos en tablas  
Limitante: El costo de la obra puede ser  
muy alto.

2o.- El procedimiento de cálculo de la avenida de diseño del vertedor  
(ADV) para el criterio seleccionado se puede subdividir en:

- a) con la PMP se utilizan los métodos hidrometeorológicos  
para obtener la avenida máxima probable (AMP)
- b) con el  $T_{eo}$  se obtiene mediante un análisis estadístico  
o hidrometeorológico  
la avenida o gasto de diseño óptimo (ADO)
- c) con el  $T$  se obtiene mediante un análisis estadístico  
o hidrometeorológico  
la avenida o gasto de diseño práctica (ADP)

Probablemente el lograr una conciliación de estos criterios sea una  
solución ideal.



### 8.2.2 Acerca de la selección de los métodos de cálculo de la avenida

Las opciones presentes se dirigen a seleccionar un método de cálculo de la avenida entre los métodos estadísticos y los hidrometeorológicos. En los párrafos siguientes se presentarán algunas consideraciones generales que complementen o reafirmen las expuestas en el texto.

- En el inciso anterior se describen los cálculos de las avenidas en función de un periodo de retorno ( $T_{eo}$  o  $T$ ) y la PMP pero la selección de los métodos de cálculo se orienta hacia los hidrometeorológicos y hacia los estadísticos. Este es un primer criterio de selección.

- Si se da el caso en que la escasez de datos de aforo incline la balanza a la selección de un método hidrometeorológico, puede ser de gran ayuda la fig 2.1. En ocasiones se corre el riesgo de que la cuenca esté influenciada por ciclones y en otras está protegida por barreras montañosas pero aún así cabe la posibilidad de que en la cuenca se presenten lluvias extremas. En caso de no contarse con información hidrológica en la cuenca, se puede recurrir a una cuenca vecina con condiciones parecidas a la del estudio.

- Cuando se cuenta con información de aforos y de lluvias pueden usarse los métodos hidrometeorológicos (MHM) o los métodos estadísticos (ME), para seleccionarlos pueden utilizarse los criterios de la fig 2.1 y de la 2.2. Esta última ayuda a una estimación sencilla y rápida del orden del período de retorno de la PMP.

- Si por algún motivo se selecciona o se trabaja con los métodos estadísticos, es importante tener en mente que con ellos se obtienen, con base en una muestra seleccionada, gastos picos para diferentes periodos de retorno, que serán los gastos picos de las avenidas de diseño para el vertedor de la presa. En presas que tengan poca regulación el gasto pico seleccionado determinará la capacidad de diseño del vertedor. En los casos que el volumen de regulación sea considerable, el gasto de descarga dependerá del volumen y la forma de la avenida y también del gasto pico correspondiente a un periodo de retorno seleccionado. En estos casos conviene seguir el método expuesto en el capítulo 6, método estadístico considerando volumen que aporta una forma al hidrograma.

### 8.3 Recomendaciones

#### 8.3.1 Acerca del acopio de datos básicos

La falta de información básica suficiente parece que casi es una expresión calificativa de las investigaciones hidrológicas. La cantidad de información varía de cuenca a cuenca. Es difícil encontrar información suficiente para los estudios hidrológicos, pero son importantes los esfuerzos que realizan los organismos responsables de controlar las presas (CNA, CFE) por resguardar la información que se ha heredado y que se está procesando.

Faltan muchos esfuerzos orientados a la obtención de información, principalmente para ser usados en los métodos hidrometeorológicos y estadísticos; los datos más importantes en cada caso son:

a) Los tipos de datos hidrometeorológicos necesarios para el análisis de la avenida máxima probable (AMP) consisten en registros de gastos aforados instantáneos, precipitación, viento, temperatura de rocío máxima persistente en 12 h. y pérdidas (las que resulten de trabajos experimentales).

b) En los métodos estadísticos, principalmente son requeridos gastos máximos instantáneos, gastos promedios diarios, gastos promedios para 6 horas y para 1 hora. De estos dos últimos generalmente no se dispone aunque permitirían obtener la forma de los hidrogramas con mayor precisión. Se recomienda continuar con la captura y respaldar en discos compactos la información.

c) En la medida de lo posible deben realizarse esfuerzos para resguardar la información de avenidas históricas. La determinación de las paleoavenidas tiene que ser una labor conjunta entre paleontólogos, hidrólogos y expertos en transporte de sedimentos. Conviene realizar estudios de este tipo en las regiones que manejan las presas de mayor importancia económica-político-social de México. En un primer estudio podrían participar los biólogos y de preferencia dendrólogos.

Esta información, un poco difícil de obtener y de comprender, puede ser de mucha utilidad en estos umbrales del año 2000. Daría la

oportunidad de ensayar nuevos métodos de predicción de avenidas, comparar con las predicciones de métodos hidrometeorológicos y estadísticos y observar si se continua con estos métodos, si se avanza en la búsqueda de nuevas metas en la investigación o se cambia a las teorías de excedencia paramétricas o no paramétricas.

d) La elaboración de un registro nacional sobre tormentas severas por cuenca, con su ubicación geográfica y fecha de ocurrencia puede ser de mucha utilidad para la obtención de la PMP, principalmente, cuando se quiera transponer. El utilizar los nuevos criterios de transposición estocástica de tormentas requieren de mucha información, pero puede que lleguen a ser la norma a seguir en los proximos años.

e) Elaboración de un album con las PMP calculadas en México indicándose los datos básicos de origen de cada una.

-Tomar en consideración las calidad de los datos (de precipitación y escurrimiento) que se han utilizado en los estudios, esto es la confiabilidad de los registros tanto de lluvia que cayeron en la cuenca como de los escurrimientos que ingresaron al sitio de la presa. Aunque esto es un análisis que debe realizarse antes de emprender los estudios es conveniente tener el resultado presente en el momento de seleccionar la avenida.

### *8.3.2 Análisis de las consecuencias potenciales de la falla*

- El daño potencial que ocasionan las fallas es difícil de cuantificar, pero necesariamente se tiene que contar con un valor monetario que ayude a elegir alternativas que demuestren que los beneficios sociales obtenidos en un lapso de tiempo son mayores que los daños que pudieran ocasionarse en caso de ocurrir un desastre y de los que se ocasionan al construir la presa. Esta situación obliga a orientar en tres niveles esta investigación:

#### *- Planeación*

Planear para reducir daños y costos. Los que planeen los diseños de las presas deben tener una alta conciencia del ambiente natural y humano. Las especialidades que sean necesarias deben de reunirse para analizar el planeamiento del emplazamiento de la presa para tener una

visión amplia del problema (ref 8.1)

- *Análisis*

Partiendo del riesgo con que se diseña, es conveniente definir el modo de falla, por ejemplo rotura de presa (ref 8.2), así como los daños y vidas afectadas. Con el análisis se obtendrá la dimensión del daño. Básicamente consiste en valorar el riesgo: identificar las fuentes, poblaciones expuestas y sus efectos, ambiente y vida salvaje.

- *Cuantificación*

La cantidad de los daños de la avenida se determinan por su severidad (ref 8.3). A partir de los resultados del análisis, se pueden cuantificar monetariamente, mediante manejos de alternativas, las pérdidas potenciales de vidas, los niveles de daños a propiedades y el impacto ambiental. La pérdida de vidas humanas y de monumentos históricos tienen valor intangible (ref 8.4). Hay aproximaciones basadas en seguros de vida que se usan para colocar un valor monetario sobre la vida humana, para obtener índices de valuación económica, por ejemplo de beneficio-costos (refs 8.5 y 8.6).

Concluidas las valuaciones, se selecciona la alternativa y se procede a comunicar como serán manejados o controlados los niveles de riesgo presentes. Finalmente, deben exponerse medidas que pueden ser tomadas para reducir los impactos ambientales y ecológicos de un sistema.

## REFERENCIAS

8.1 BUREAU OF RECLAMATION, Design of Small Dams, United States Government Printing Office, Denver, Colorado (1987).

8.2 FUENTES M., O.A. y OSNAYA R., J., Rotura de Embalses, Publicación interna del Instituto de Ingeniería, UNAM, Capítulo 25. México, 1991.

8.3 JAMES, L.D. y LEE, R.R., Economics of water resources planning, McGraw-Hill Book Co., New York. (1971)

8.4 DOMÍNGUEZ M., R., Evaluación de Proyectos, Publicación Interna del Instituto de Ingeniería, UNAM: Capítulo 24 del Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua. México, (1989).

8.5 HENLEY, E.J. y KUMAMOTO, H., Probabilistic Risk Assessment (Reliability Engineering, Design, and Analysis), The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc., New York, (1992).

8.6 ROSENBLUETH, E., BUSTAMANTE, J.I., NUÑEZ DE LA PEÑA, F. y MORALES, J., Valor de la Vida Humana, Informe preliminar del Centro de Investigación Prospectiva de la Fundación Javier Barros Sierra, A.C. y el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, para Seguros América Banamex, S. A., México D.F.. 29 de febrero de (1984).