

01162

18

2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

"PROCEDIMIENTO SISTEMÁTICO PARA EL CÁLCULO DE
LA AVENIDA DE DISEÑO EN PRESAS CON GRAN
CAPACIDAD DE REGULACIÓN. DESARROLLO
Y VALIDACIÓN"

FALLA DE ORIGEN

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

POR MARÍA TERESA VÁZQUEZ CONDE

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA HIDRÁULICA



Ciudad Universitaria. Mayo de 1995.



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.

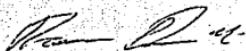
TESIS : " PROCEDIMIENTO SISTEMATICO PARA EL CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO EN PRESAS CON GRAN CAPACIDAD DE REGULACION. DESARROLLO Y VALIDACION "

PRESENTADA POR MARIA TERESA VAZQUEZ CONDE

En la presente tesis se desarrolla un procedimiento sistemático para estimar la forma de la avenida de diseño del vertedor de una presa cuya capacidad de regulación es apreciable. El desarrollo planteado permite eliminar la subjetividad inherente al método propuesto por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), al introducir el concepto de gasto máximo de descarga y del valor esperado, al diseño del vertedor.

Después de dar un marco general sobre el problema, se describen distintos métodos para el cálculo de la avenida de diseño, incluyendo el más frecuentemente utilizado en México, que se denomina método de "mayoración". Posteriormente, se explica el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la CFE así como el procedimiento sistemático propuesto en este trabajo. Adicionalmente, se llevan a cabo algunas aplicaciones de ambos métodos en presas con capacidad de regulación apreciable y se comparan los gastos de descarga obtenidos con cada método respecto a los calculados con las avenidas históricas. Finalmente se dan algunas conclusiones y recomendaciones.

DIRECTOR DE LA TESIS: DR. RAMON DOMINGUEZ MORA



Firma

Mayo de 1995

*A mis amados padres
Daniel y Malú, por su amor, por su
paciencia y apoyo incondicional,
porque sin ellos el camino hubiera
sido muy muy difícil*

*A tí Beto LO
MEJOR que me ha
pasado en la vida.
AMOR PARA VIVIR,
¿recuerdas?*

*A mis queridos hermanos
Esther, Belem, Daniel y Leonardo,
por su cariño y comprensión*

*A Oscar Danielito
por manifestarse en tí el
milagro de la vida y traer
una gran alegría a
nuestros corazones*

A todos mis queridos amigos y amigas,

*A todos aquellos que se dedican a la Ingeniería Hidráulica esperando les sea de utilidad
este trabajo*

AGRADECIMIENTOS

Ahora que finalmente he llegado a la culminación de una etapa más en la superación de mi vida, quiero reflexionar sobre los grandes beneficios que obtuve durante estos 5 años.

Quiero referirme especialmente a la relación que mantuve con el Instituto de Ingeniería, sección Hidráulica, donde conocí a personas muy valiosas que afortunadamente sigo frecuentando. En este recinto conocí al Maestro en Ingeniería Víctor Franco, al Doctor Jesús Gracia y al Maestro en Ingeniería Oscar Fuentes a quienes siempre agradeceré el apoyo, enseñanzas y consejos que me brindaron, así como los "jalones de orejas" que de vez en cuando me dieron con el fin de tener una mejor preparación y poder llegar a la conclusión de esta etapa. A ellos les doy mi agradecimiento, reconocimiento y respeto por su labor docente y humana brindándoles mi más sincera amistad.

También conocí al Doctor Ramón Domínguez, quien gracias a su dirección y ayuda terminé la actual tesis de maestría. En él encontré a una persona inestimable pues siempre me ha brindado su apoyo, su paciencia, dado consejos e impartido enseñanzas del vasto conocimiento que guarda y que invariablemente lo da a todo aquel que se lo pide. Ha mostrado ser, más que un jefe, un maestro y amigo ya que encierra en su persona una gran calidad humana. A él le ofrezco mi sincera amistad, respeto y reconocimiento, sobre todo mi más profundo agradecimiento.

Por otro lado, tuve la ocasión de tomar clases con el Profesor José Luis Sánchez Bribiesca, a quien le agradezco sus enseñanzas, así como sus contribuciones y apoyo a esta tesis.

Gracias a la maestría, hubo la oportunidad de estar en contacto con la danza folklórica, la cual sigo practicando desde que comencé a estudiar en la División de Estudios de Posgrado y que llena de júbilo mi espíritu cada vez que la practico.

Quiero agradecer a los sinodales por su contribución y consejos para mejorar el presente trabajo, así como a la noble Facultad de Ingeniería, Departamento de Estudios de

Posgrado, por las facilidades prestadas para cursar la maestría.

En general, la maestría trajo consigo muchas cosas buenas: amigos, compañeros, aprendizaje, muchas experiencias interesantes que fructificaron mi vida,...., y por esta razón me siento muy satisfecha de concluir esta etapa.

Por último, agradezco enormemente al Médico Veterinario Zootecnista Alberto Pizaña Venegas por su paciencia, apoyo y contribución en el mejoramiento de este trabajo.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	i
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivo	4
CAPÍTULO II IMPORTANCIA DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO	5
CAPÍTULO III MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO ..	11
3.1 <i>Hidrograma de avenidas extremas con una probabilidad elegida (método sudafricano)</i>	12
3.1.1 <i>Ejemplo de aplicación del método</i>	14
3.2 <i>Cálculo de volúmenes de avenidas para diferentes duraciones (método inglés)</i>	20
3.2.1 <i>Análisis de sensibilidad</i>	21
3.3 <i>Método de "Mayoración" (método tradicional)</i>	24
3.4 <i>Método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad</i>	27
3.4.1 <i>Aplicación del método original a San Juan Tetelcingo</i>	30
3.4.2 <i>Aplicación del método original a la presa Aguamilpa</i>	41
3.5 <i>Comentarios</i>	54
CAPÍTULO IV MODIFICACIONES PROPUESTAS AL MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA Y LA C.F.E.	57
4.1 <i>Desarrollo del método y aplicación al sitio San Juan Tetelcingo</i>	58
4.1.1 <i>Conclusiones</i>	62

4.2	<i>Aplicación a la presa Aguamilpa</i>	70
CAPÍTULO V	COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE MAYORACIÓN, EL ORIGINAL Y EL MODIFICADO	83
5.1	<i>Sitio San Juan Tetelcingo, comprobación de los resultados obtenidos con distintos métodos</i>	84
5.1.1	<i>Conclusiones</i>	87
5.2	<i>Comparación de los resultados obtenidos en la presa Aguamilpa</i>	96
CAPÍTULO VI	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
6.1	<i>Resumen</i>	106
6.2	<i>Conclusiones</i>	107
6.3	<i>Recomendaciones</i>	115
REFERENCIAS		118

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1</i>	<i>Volumenes de algunas presas del Grijalva y Balsas</i>	7
<i>Tabla 2.2</i>	<i>Datos de las avenidas históricas de 1967 y 1976. Presa Infiernillo</i>	9
<i>Tabla 3.1.1</i>	<i>Valores estandarizados de gastos y volúmenes de avenidas</i>	17
<i>Tabla 3.1.2</i>	<i>Datos del ejemplo de aplicación</i>	14
<i>Tabla 3.3.1</i>	<i>Mayoración de la avenida máxima histórica de 1976</i>	25
<i>Tabla 3.4.1</i>	<i>Gastos medios diarios del año de 1967 (m³/s). Presa Infiernillo</i>	28
<i>Tabla 3.4.2</i>	<i>Gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones (m³/s). Estación San Juan Terelcingo</i>	33
<i>Tabla 3.4.3</i>	<i>Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Duración de 1 a 6 días. San Juan Terelcingo</i>	34
<i>Tabla 3.4.3</i>	<i>Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Duración de 7 a 10 días. San Juan Terelcingo</i>	35
<i>Tabla 3.4.4</i>	<i>Gastos medios diarios para diferentes duraciones y periodos de retorno. San Juan Terelcingo</i>	35
<i>Tabla 3.4.5</i>	<i>Gastos medios diarios, Q_{día}, correspondientes a diversas duraciones, d, y periodos de retorno, Tr. Estación San Juan Terelcingo</i>	36
<i>Tabla 3.4.6</i>	<i>Gastos medios máximos anuales, en m³/s, para diferentes duraciones. Estación Carrizal</i>	42
<i>Tabla 3.4.6</i>	<i>(continuación) Gastos medios máximos anuales, en m³/s, para diferentes duraciones. Estación Carrizal</i>	43
<i>Tabla 3.4.7</i>	<i>Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Estación Carrizal</i>	44
<i>Tabla 3.4.7</i>	<i>(continuación) Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Estación Carrizal</i>	45
<i>Tabla 3.4.7</i>	<i>(continuación) Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Estación Carrizal</i>	46
<i>Tabla 3.4.8</i>	<i>Parámetros de las distribuciones doble Gumbel y lognormal. Estación Carrizal</i>	47
<i>Tabla 3.4.9</i>	<i>Gastos medios máximos para diferentes duraciones y periodos de retorno. Tr. Estación Carrizal</i>	48

<i>Tabla 3.4.10 Gastos medios diarios, Qd, para diferentes duraciones y periodos de retorno,</i>	
<i>Tr. Estación Carrizal</i>	49
<i>Tabla 3.4.11 Gastos medios diarios reordenados, Qord, para varias duraciones, d, y</i>	
<i>periodos de retorno, Tr. Estación Carrizal</i>	50
<i>Tabla 4.1 Ejemplo para asignar el número de orden a los gastos</i>	58
<i>Tabla 4.2 Gastos medios diarios registrados y número de orden correspondiente, para</i>	
<i>los años 1951, 1952 y 1953</i>	59
<i>Tabla 4.3 Frecuencia relativa de las combinaciones de gastos</i>	59
<i>Tabla 4.4 Ejemplo del promedio calculado por renglón de los gastos medios diarios</i>	60
<i>Tabla 4.5 Valores promedio calculados por renglón. Presa San Juan Tetelcingo</i>	61
<i>Tabla 4.6 Combinaciones elegidas para reordenar los gastos medios diarios</i>	61
<i>Tabla 4.7 Combinaciones de reordenamiento de los gastos individuales, Qdía, para</i>	
<i>varios periodos de retorno, Estación San Juan Tetelcingo</i>	63
<i>Tabla 4.7 (continuación) Combinaciones de reordenamiento de los gastos individuales,</i>	
<i>Qdía, para varios periodos de retorno, Estación San Juan Tetelcingo</i>	64
<i>Tabla 4.8 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño con 5 alternativas de</i>	
<i>ordenamiento para varios periodos de retorno, Estación San Juan</i>	
<i>Tetelcingo</i>	65
<i>Tabla 4.2.1 Frecuencias para 16 combinaciones de gastos medios diarios</i>	70
<i>Tabla 4.2.2 Cálculo del promedio por día de los números de orden</i>	71
<i>Tabla 4.2.3 Formas de ordenamiento de los gastos medios diarios</i>	71
<i>Tabla 4.2.4 Combinaciones del reordenamiento de los gastos medios diarios con 50 y 100</i>	
<i>años de periodo de retorno, Estación Carrizal</i>	72
<i>Tabla 4.2.5 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño, Tr=50 y 100 años</i>	73
<i>Tabla 4.2.6 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño con 50 y 100 años de</i>	
<i>periodo de retorno, Estación Carrizal</i>	75
<i>Tabla 5.1 Gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones ordenados de</i>	
<i>mayor a menor, Estación San Juan Tetelcingo</i>	85
<i>Tabla 5.2 Cinco gastos máximos para diferentes duraciones y años correspondientes</i>	86
<i>Tabla 5.3 Tránsito de las avenidas históricas, variable estandarizada</i>	86
<i>Tabla 5.4 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método</i>	
<i>original</i>	87

<i>Tabla 5.5</i>	<i>Resultados del tránsito de las avenidas históricas</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 5.6</i>	<i>Periodo de retorno y variable transformada z para las avenidas históricas</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 5.7</i>	<i>Tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método del I.I. y CFE</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 5.8</i>	<i>Tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método del valor esperado</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 5.9</i>	<i>Avenidas históricas sin mayorar y mayoradas</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 6.1</i>	<i>Comparación de los métodos original y modificado. San Juan. Terelcingo</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 6.2</i>	<i>Comparación de los métodos original y modificado. Aguamilpa</i>	<i>112</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1</i>	<i>Avenida con un mismo gasto pico pero con diferente volumen</i>	6
<i>Figura 2.2</i>	<i>Hidrogramas de ingreso y gastos de descarga de la presa Infiernillo</i>	9
<i>Figura 3.1.1</i>	<i>Criterio para el cálculo de volúmenes de escurrimiento de avenidas máximas</i>	12
<i>Figura 3.1.2a</i>	<i>Distribución condicional acumulativa, $\rho=0.85$</i>	18
<i>Figura 3.1.2b</i>	<i>Trayectoria del percentil de excedencia condicional, $\rho=0.85$</i>	18
<i>Figura 3.1.3</i>	<i>Avenidas con 50 años de periodo de retorno</i>	19
<i>Figura 3.1.4</i>	<i>Avenida de diseño</i>	19
<i>Figura 3.2.1</i>	<i>Ajuste de curvas típicas de reducción a datos observados</i>	23
<i>Figura 3.3.1</i>	<i>Amplificación de la avenida histórica</i>	24
<i>Figura 3.3.2</i>	<i>Comparación del hidrograma histórico y el de diseño</i>	25
<i>Figura 3.4.1</i>	<i>Hidrogramas de gastos medios diarios</i>	30
<i>Figura 3.4.2</i>	<i>Parámetros de la función de distribución Gamma por momentos, San Juan Tetelcingo</i>	37
<i>Figura 3.4.3</i>	<i>Hidrograma de las avenidas históricas de 1955 y 1976, San Juan Tetelcingo</i>	38
<i>Figura 3.4.4</i>	<i>Hidrograma de las avenidas de diseño con 10 y 100 años de periodo de retorno, San Juan Tetelcingo</i>	39
<i>Figura 3.4.5</i>	<i>Hidrograma de las avenidas de diseño con 1000 y 10000 años de periodo de retorno</i>	40
<i>Figura 3.4.6</i>	<i>Avenida histórica del año de 1973</i>	51
<i>Figura 3.4.7</i>	<i>Avenida de diseño para 10 y 100 años de periodo de retorno, Tr. Presa Aguamilpa</i>	52
<i>Figura 3.4.8</i>	<i>Avenida de diseño para 10000 años de periodo de retorno, Tr. Presa Aguamilpa</i>	53
<i>Figura 4.1</i>	<i>Curvas elevación-capacidad del vaso, y elevación-gasto de descarga, San Juan Tetelcingo</i>	66
<i>Figura 4.2</i>	<i>Tránsito de las combinaciones I y II de la avenida de diseño con 100 años de periodo de retorno, Estación San Juan Tetelcingo</i>	67
<i>Figura 4.3</i>	<i>Tránsito de las combinaciones III y IV de la avenida de diseño con 100 años</i>	

	<i>de periodo de retorno. Estación San Juan Tetelcingo</i>	68
Figura 4.4	<i>Tránsito de la combinación V de la avenida de diseño con 100 años de periodo de retorno. Estación San Juan Tetelcingo</i>	69
Figura 4.2.1	<i>Curvas elevación-capacidad del vaso, y elevación-gasto de descarga para el tránsito de avenidas por el vaso de la presa Aguamilpa</i>	76
Figura 4.2.2	<i>Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 1 y 2, $Tr=100$ años. Presa Aguamilpa</i>	77
Figura 4.2.3	<i>Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 3 y 4, $Tr=100$ años. Presa Aguamilpa</i>	78
Figura 4.2.4	<i>Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 5 y 6, $Tr=100$ años. Presa Aguamilpa</i>	79
Figura 4.2.5	<i>Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 7 y 8, $Tr=100$ años. Presa Aguamilpa</i>	80
Figura 4.2.6	<i>Hidrograma truncado con la combinación 1, $Tr=100$ años. Presa Aguamilpa</i>	81
Figura 4.2.7	<i>Comparación de valores extremos de gasto máximo de descarga</i>	82
Figura 4.2.8	<i>Comparación de valores extremos de elevación</i>	82
Figura 5.1	<i>Tránsito de las avenidas históricas de 1955 y 1969. San Juan Tetelcingo</i>	90
Figura 5.2	<i>Tránsito de las avenidas históricas de 1973 y 1967. San Juan Tetelcingo</i>	91
Figura 5.3	<i>Tránsito de la avenida histórica de 1984. San Juan Tetelcingo</i>	92
Figura 5.4	<i>Tránsito de la avenida de diseño con 10 años de periodo de retorno</i>	92
Figura 5.5	<i>Tránsito de las avenidas de diseño con 100 y 10000 años de periodo de retorno</i>	93
Figura 5.6	<i>Comparación de gastos máximos de descarga</i>	94
Figura 5.7	<i>Comparación de cargas máximas</i>	94
Figura 5.8	<i>Avenidas históricas más importantes</i>	95
Figura 5.9	<i>Tránsito de las avenidas históricas de 1943 y 1944. Presa Aguamilpa</i>	101
Figura 5.10	<i>Tránsito de las avenidas históricas de 1967 y 1973. Presa Aguamilpa</i>	102
Figura 5.11	<i>Tránsito de la avenida histórica de 1975. Presa Aguamilpa</i>	103
Figura 5.12	<i>Avenidas históricas y mayoradas de 1943 y 1973</i>	103
Figura 5.13	<i>Comparación de gastos máximos de descarga</i>	104
Figura 5.14	<i>Comparación de elevaciones máximas</i>	104

<i>Figura 6.1</i>	<i>Extrapolación de gastos a periodos de retorno mayores de 100 años. Presa Aguamilpa</i>	<i>109</i>
<i>Figura 6.2</i>	<i>Extrapolación de elevaciones a periodos de retorno mayores de 100 años. Presa Aguamilpa</i>	<i>109</i>
<i>Figura 6.3</i>	<i>Comparación de gastos medios máximos en la presa Aguamilpa</i>	<i>113</i>
<i>Figura 6.4</i>	<i>Comparación de gastos medios máximos en San Juan Tetelcingo</i>	<i>114</i>
<i>Figura 6.5</i>	<i>Comparación de gastos medios máximos en la presa Huites</i>	<i>114</i>
<i>Figura 6.6</i>	<i>Corrección de las oscilaciones anormales en los gastos medios máximos</i>	<i>117</i>

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

Los métodos estadísticos que tradicionalmente se utilizan para el cálculo de avenidas de diseño permiten estimar, principalmente, su valor máximo o de "pico".

Sin embargo, cuando la obra que se analiza es el vertedor de una presa que tiene capacidad para regular la avenida de entrada, el gasto de diseño del vertedor depende no sólo del pico de la avenida de entrada, sino también de su volumen e inclusive de su forma.

El Instituto de Ingeniería (I.I.) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE) (Ref. 1) desarrollaron un método que permite calcular la avenida completa (pico, volumen y forma) para el periodo de retorno que se requiera. Dicho procedimiento puede

seguirse paso a paso para calcular el pico y el volumen de la avenida, pero requiere de alguna experiencia para estimar su forma.

En esta tesis se propone un procedimiento sistemático para la estimación de la forma de la avenida de diseño, tomando como base el concepto del valor esperado del gasto máximo de descarga y carga máxima, y se valida mediante ejercicios de aplicación con información de la presa Aguamilpa y el sitio de San Juan Tetelcingo. Por otro lado, también se hace una comparación de los resultados obtenidos con el método original del I.I. y CFE y con el procedimiento sistemático propuesto.

En el segundo capítulo se comenta la importancia de desarrollar mejores métodos para el cálculo de avenidas de diseño, principalmente en el caso de presas con gran capacidad de regulación, así como la conveniencia de sistematizar el método del I.I. y CFE.

En el tercer capítulo se presenta un método desarrollado en Sudáfrica y otro en Inglaterra, los cuales consideran parámetros adicionales al gasto máximo, con objeto de superar algunas de las deficiencias que actualmente se tienen en la obtención de las avenidas de diseño. En el mismo capítulo se describen el método de mayoración, el cual es el más usado en México, y el método propuesto por el Instituto de Ingeniería y la CFE, el cual se aplica a la presa Aguamilpa y el sitio de San Juan Tetelcingo. Por último, se hacen algunos comentarios respecto de todos los métodos.

Posteriormente, en el capítulo IV, se propone la modificación del método del I.I. y la CFE, que consiste en estimar mediante un procedimiento sistemático y objetivo la forma de la avenida. El método modificado (método del valor esperado) se aplica a la presa Aguamilpa y el sitio de San Juan Tetelcingo y se obtienen algunas conclusiones.

En el capítulo V se presenta una comparación entre los resultados obtenidos con el método del I.I. y CFE, con el método modificado y con el método de mayoración, y se muestra que el segundo de ellos es el más confiable para estimar la avenida de diseño.

Finalmente, en el capítulo VI, se dan algunas recomendaciones y conclusiones de los resultados obtenidos en la presente tesis.

1.1 OBJETIVO

El objetivo de la tesis es desarrollar una alternativa para el cálculo de la avenida de diseño de vertedores que contempla aspectos no contenidos en los métodos tradicionales.

El método propuesto es una modificación al planteado por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad encaminado a mejorar el diseño de vertedores en presas con gran capacidad de regulación. Da un procedimiento sistemático para calcular la forma de la avenida, considerada subjetivamente en el método del I.I.; además, permite conocer el valor esperado del gasto máximo de descarga (gasto de diseño del vertedor) y de la elevación máxima en el vaso, para distintos periodos de retorno.

De manera práctica, contribuye a disponer de un mejor diseño del vertedor de una presa con gran capacidad de regulación, e indirectamente en su política de operación, lo cual es muy importante en el funcionamiento de la presa.

CAPÍTULO II IMPORTANCIA DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

El cálculo de avenidas de diseño es un estudio de vital importancia ya que éstas son las que se transitan por el vaso de una presa para determinar la regulación del gasto de descarga en las compuertas (política de operación), así como el diseño de la obra de excedencias y por lo tanto, permiten diseñar obras más seguras contra inundaciones.

Un mal diseño puede causar daños materiales, económicos y pérdidas humanas debidos a inundaciones aguas abajo de la presa, los cuales varían en magnitud según la zona donde se ubique ésta (la zona puede ser urbana, con daños sumamente considerables, industrial, agrícola o bien una combinación de ellas). Si el nivel del agua almacenada en el vaso de la presa supera al de la cortina, se produce una falla de ésta con una gran inundación aguas abajo, lo cual sería el peor daño causado. Esta condición es la que por todos los medios posibles hay que

evitar, por lo que se debe contar con una buena política de operación en los vertedores de descarga, apoyada en una estimación correcta de la avenida de diseño.

Se sabe que para calcular la avenida de diseño, se requiere conocer el gasto pico de la avenida, el cual se puede calcular con cualquiera de los métodos conocidos ya sea empíricos, estadísticos o bien, basados en el hidrograma unitario que tiene la ventaja de predecir también la forma del hidrograma. Sin embargo, lo que no ha sido fácil predecir, es el volumen, la duración y la forma de la avenida de diseño, los cuales influyen determinadamente (al igual que el gasto pico) en la forma de regular la descarga, puesto que no es lo mismo tener una avenida con un gran pico y poco volumen a tener otra con el mismo pico pero con mucho volumen (ver figura 2.1).

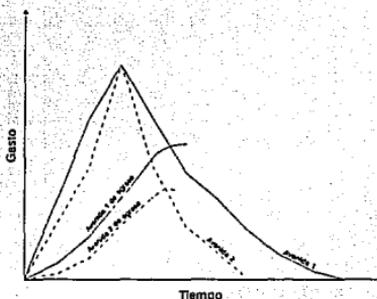


Figura 2.1 Avenida con un mismo gasto pico pero con diferente volumen

El método que se propone es una nueva alternativa estadística para el cálculo de la avenida de diseño que considera, además del gasto pico y el volumen, la forma de la avenida para diferentes periodos de retorno. Es una modificación del método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad (Ref. 5) que funciona adecuadamente en presas de gran capacidad de regulación.

En relación al tema de la capacidad de regulación en presas, se considera conveniente saber diferenciar entre los diferentes volúmenes que marcan la capacidad de regulación. En caso que la presa no regule significativamente la avenida que entra a su vaso, las características de ésta no interesarán, pues el gasto máximo que ingrese será aproximadamente el mismo que salga por el vertedor. En cambio, si la presa tiene una considerable capacidad de regulación, su diseño dependerá de las características de la avenida que ingrese al vaso. En la figura 2.1

se observan dos avenidas con el mismo gasto máximo; sin embargo, al transitar la avenida con mayor volumen, ésta da como resultado un mayor gasto de descarga. Si el diseñador no se percata de esta situación, para un caso en específico, es posible que realice un diseño equivocado.

En la *tabla 2.1 (Referencias 2, 3 y 4)* se muestran los valores del volumen disponible para regulación de avenidas en el vaso de algunas presas ubicadas en los ríos Grijalva, Balsas y en el Santiago; así mismo, aparece el volumen de la avenida máxima histórica que ingresó a cada presa mencionada. Con estos datos se propone dar una idea sobre la capacidad de la presa la cual puede ser nula, escasa o de volumen considerable para regular avenidas en el vaso.

Tabla 2.1 Volúmenes de algunas presas del Grijalva y Balsas

PRESA	RÍO	ALTURA	VOLUMEN en millones de m ³			COCIENTE
			AVENIDA MÁX HISTÓRICA		DE REGULACIÓN	
			AÑO	VALOR		
Chicoasén	Grijalva	251	1963	1560	144	10.83
Malpaso	Grijalva	138	1963	2613	1700	1.54
Angostura	Grijalva	147	1973	2439	4000	0.61
Infiernillo	Balsas	149	1967	6881	2500	2.75
Villita	Balsas	60	1967	6881	200	34.41
Aguamiipa	Santiago	187	1967	3774	1410	2.68

En la última columna se encuentra el cociente del volumen de la avenida entre el volumen de regulación. Dicho cociente es una medida de las posibilidades de regulación. Por ejemplo, en el caso de la presa La Villita, el volumen de la avenida máxima histórica (ocurrida en 1967) es de 6881 millones de m³ y la presa tiene un volumen de regulación de 200 millones de m³, entonces el cociente resulta ser 34.41; si se compara con la presa Infiernillo, la cual se encuentra aguas arriba de la misma sobre el río Balsas, observamos que el cociente es aproximadamente 13

veces menor. Esto quiere decir que en el caso de la presa Villita, el vaso no pudo moderar la avenida que ingresó, puesto que el volumen de ésta resultó ser mucho mayor que el que puede regular la presa; en cambio, en la presa Infiernillo la avenida pudo ser regulada.

Así, de acuerdo con la *tabla 2.1*, se puede formar un juicio preliminar respecto a la capacidad de regulación de una presa: si el cociente resulta ser menor a 3, entonces la presa es de gran capacidad de regulación y para definir la avenida de diseño se requiere estudiar, además del pico, el volumen y la forma, con la metodología que se propone en esta tesis. En cambio, si el cociente es mayor a 10, significa que la presa no es reguladora de avenidas. Por otro lado, si se presenta alguna duda o bien, si el cociente se encuentra entre 3 y 10, se aconseja aplicar el método de mayoración (*capítulo III*) para tener una estimación sencilla de la avenida de diseño y posteriormente transitarla por el vaso; de tal manera que, si existe una marcada diferencia entre el gasto máximo de la avenida de diseño y el gasto máximo de descarga, es conveniente ahondar más en el conocimiento de la forma y el volumen de la avenida de diseño, utilizando el método que aquí se propone, porque probablemente se trata de una presa con gran capacidad de regulación. La diferenciación de la capacidad de regulación también depende de la experiencia que se tenga en el diseño de presas.

Con objeto de mostrar la importancia de elegir adecuadamente la máxima avenida histórica en el cálculo de avenidas de diseño en presas con capacidad para regular, se presenta a continuación el ejemplo de Infiernillo.

En esta presa se registraron, durante 1967 y 1976, las máximas avenidas históricas, provocadas por los ciclones Beulah y Madeleine, respectivamente. Algunos datos de ambas avenidas aparecen en la *tabla 2.2* (*Ref. 2*). Como se puede observar, a pesar de que los gastos máximos son prácticamente iguales en ambas avenidas, no sucede así con los volúmenes, pues el volumen producido en 1967 resulta ser un poco más del doble que el de 1976 y la duración de la primera avenida (1967) es una tercera parte mayor que la segunda (1976). Los hidrogramas de ambas avenidas históricas aparecen en la *figura 2.2*.

Tabla 2.2 Datos de las avenidas históricas de 1967 y 1976. Presa Infiernillo

AÑO	GASTO MÁXIMO en m^3/s	VOLUMEN en millones de m^3	DURACIÓN en días
1967	22000	6881	9.5
1976	21000	3093	6.6

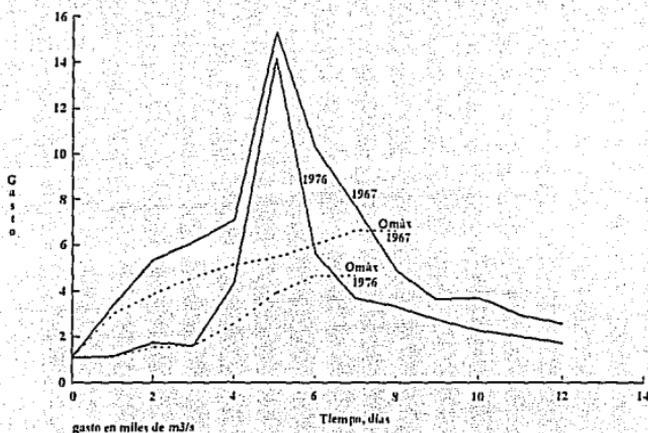


Figura 2.2 Hidrogramas de ingreso y gastos de descarga de la presa Infiernillo

Por otro lado, la obra de excedencias de la presa se diseñó inicialmente con un gasto de $28000 m^3/s$ con base en un registro histórico de 9 años (1955-1964); sin embargo, por recomendación de un grupo de consultores, cambió a $38800 m^3/s$. Cabe señalar que los gastos que se presentaron en los años de 1967 y 1976 son muy parecidos al gasto inicial de diseño de $28000 m^3/s$ pero con diferente volumen, lo que hace pensar que el resultado del cálculo de la avenida de diseño puede diferir

según la avenida histórica que se considere, ya sea la de 1967 ó la de 1976, pues aún cuando el gasto pico es muy parecido, el volumen varía considerablemente. Dichos resultados repercuten directamente en el diseño de la obra de excedencias, que debe ser capaz de conducir gastos de descarga que aparecen en la *figura 2.2*.

CAPÍTULO III MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Después de revisar ampliamente la bibliografía existente, se encontraron escasos artículos referentes a métodos que tomen en cuenta la duración, el volumen y la forma de la avenida para el cálculo de la avenida de diseño. Se presenta a continuación una discusión sobre dos artículos editados en Inglaterra y Sudáfrica; posteriormente, se muestra el método que generalmente se utiliza en México así como el método propuesto por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad, que sirvió de base para el desarrollo de las adecuaciones que se proponen en esta tesis.

3.1 HIDROGRAMA DE AVENIDAS EXTREMAS CON UNA PROBABILIDAD ELEGIDA (MÉTODO SUDAFRICANO)¹

El método sudafricano se basa en un modelo matemático que produce familias de hidrogramas con gasto pico y volumen variable, para periodos de retorno constantes, y utiliza la distribución lognormal bivariada para describir la relación entre ambas características de la avenida (Ref. 6).

Para desarrollar el método, se obtienen series de gastos máximos y volúmenes de escurrimiento de las avenidas máximas anuales. Dichos datos se recopilan en varias estaciones con un mínimo de 10 años de registro y un área mayor de 10 km²; en el caso del cálculo de los volúmenes, se considera la integral del área bajo el hidrograma que tenga como fronteras, el gasto pico, la curva de llenado Q_{in} y la curva de vaciado Q_{out} , considerando en ambas curvas, valores de gasto superiores al 10 % del gasto pico (ver la figura 3.1.1).

Una vez obtenida la muestra de gastos y volúmenes máximos anuales, se ajustan funciones marginales con distribución lognormal. Adicionalmente, se calcula la probabilidad conjunta de ambas variables normalizadas y estandarizadas así como el coeficiente de correlación ρ .

Conocida la distribución de probabilidad conjunta de las variables (volumen x y pico y) normalizadas y estandarizadas, se calculan las funciones de distribución condicionadas $G(x/y)$ de que el volumen exceda un determinado valor para gastos pico de 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y valores dados de

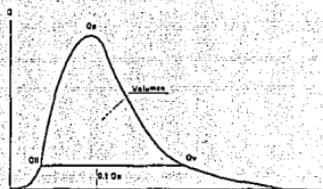


Figura 3.1.1 Criterio para el cálculo de volúmenes de escurrimiento de avenidas máximas

¹Ref. 5

coeficientes de correlación (0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95). Un ejemplo se muestra en la *figura 3.1.2a* (para $\rho = 0.85$).

Estos mismos resultados pueden presentarse relacionando el valor del gasto pico estandarizado con el del volumen estandarizado para probabilidades condicionadas $G(x/y)$ del 25%, el 50% y el 75%, como se muestra en la *figura 3.1.2b*. Para construir la *figura 3.1.2b* se marcan los percentiles 75%, 50% y 25% de la *figura 3.1.2a*, se proyectan a las curvas de gasto pico y se prolongan sobre el eje x para obtener su respectivo valor de volumen estandarizado.

De esta manera, se obtienen parejas x, y para cada percentil y se ubican en una gráfica para formar curvas con diferentes valores de percentiles como las que aparecen en la *figura 3.1.2b*. Los resultados que aparecen en dicha figura se suavizan con curvas de la forma de una hipérbola rectangular, las cuales se ajustan considerablemente bien, según lo comprobaron los autores. Con estos datos se construyó la *tabla 3.1.1* de la siguiente forma:

Dado que la probabilidad $P(x, y)$ de que los gastos pico y los volúmenes excedan determinado valor puede obtenerse mediante la ecuación

$$P(x, y) = G(x/y) P(y) \quad 3.1$$

donde $P(y)$ es la probabilidad no condicionada original de que el gasto pico Y exceda un valor dado y .

Entonces, para un determinado valor de $P(x, y)$; por ejemplo $P(x, y) = 1/1000$ (que corresponde a un periodo de retorno de 1000 años), si $G(x/y) = 0.75$, $P(y)$ debe ser $1/750$; si $G(x/y) = 0.5$, $P(y) = 1/500$ y si $G(x/y) = 0.25$, $P(y) = 1/250$.

Así, para el periodo de retorno de 1000 años y considerando la distribución normal estándar, si $P(y) = 1/750$, $y = 3.004$ y su correspondiente valor del volumen x , se obtiene de la *figura 3.1.2b*, para el percentil 75% (en este caso, para $\rho = 0.85$), $x = 2.401$; de la misma forma, si $P(y) = 1/500$, $y = 2.878$ y $x = 2.692$; finalmente, si $P(y) = 1/250$, $y = 2.652$ y $x = 2.947$.

El procedimiento descrito, utilizando otros periodos de retorno y otros valores del coeficiente de correlación conduce a obtener la *tabla 3.1.1*.

3.1.1 Ejemplo de aplicación del método

Para ilustrar el método, los autores desarrollaron un ejemplo donde consideraron una estación hidrométrica previamente conocida, para evaluar su avenida de 50 años de periodo de retorno. Los datos se muestran en la *tabla 3.1.2*.

	Ln pico	Ln volumen
Media μ	3.4890	12.8103
Desv. Estándar σ	0.7244	0.7964
Coef. Correlación	0.8945	

Si se redondea el coeficiente de correlación a $\rho = 0.90$, pueden extraerse los siguientes valores de la *tabla 3.1.1*:

	Probabilidad condicional $G(x/y)$	Pico Estandarizado	Volumen Estandarizado
Avenida (1)	75%	1.932	1.676
Avenida (2)	50%	1.751	1.885
Avenida (3)	25%	1.405	2.046

Con los datos anteriores, se calculó el gasto pico y el volumen para la avenida (1) mediante la siguiente ecuación estandarizada.

$$x = \exp(z\sigma - \mu) \quad 3.2$$

donde la variable z corresponde a los valores estandarizados

Los resultados para la avenida (1) fueron los siguientes:

$$Qp_{(1)} = \exp^{[1.932(0.7244) - 3.4890]} = 132.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{(1)} = \exp^{[1.676(0.7964) \cdot 12.3103]} = 1390000 \text{ m}^3$$

Si se desarrolla este último procedimiento de cálculo en las avenidas (2) y (3), se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} Qp_{2.} &= 116.4 \text{ m}^3/\text{s} \\ V_{2.} &= 1,600,000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qp_{3.} &= 90.6 \text{ m}^3/\text{s} \\ V_{3.} &= 1,870,000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Los hidrogramas de las avenidas (1), (2) y (3) se muestran en la figura 3.1.3 y se construyeron utilizando la forma de la distribución Pearson III según el modelo matemático en que se basaron los autores (Ref. 6). En la misma figura aparece el hidrograma de la avenida máxima ocurrida en esa estación a la cual se le calculó un periodo de retorno de 46 años.

Por otro lado, si se desea conocer la avenida de diseño, el método recomienda que para su cálculo se considere al coeficiente de correlación igual a la unidad. Mediante un procedimiento similar al cálculo de avenidas con 50 años de periodo de retorno, se obtiene el hidrograma de la avenida de diseño que se muestra en la figura 3.1.4.

La conclusión a la que llegan los autores de este método, es que existe la posibilidad de que cualquier distribución de probabilidad marginal puede ser usada para determinar los gastos picos para varios intervalos de retorno, debido a que dichos intervalos son interpretados en términos de percentiles. Sin embargo, quedan algunos aspectos por definir, como la forma de la avenida, que los autores proponen se asimile a distribuciones Pearson III, pero no la relacionan con la duración total observada en las avenidas históricas, o bien surge la pregunta de porqué se considera el coeficiente de correlación igual a 1 en el caso del cálculo de la avenida de diseño, y no se consideran sus tres probabilidades de excedencia. Por otra parte, los autores no mencionan cual de las tres avenidas resultantes debe utilizarse, de acuerdo con la importancia de la obra o la experiencia del diseñador.

Tampoco explican la razón por la cual se eligió calcular el volumen con base

en el área bajo la curva del hidrograma de gastos superiores al 10 % del gasto pico. Todo ello deja ver que este método tiene varios aspectos subjetivos y que por lo tanto limita su aplicación práctica.

Tabla 3.1.1 Valores estandarizados de gastos y volúmenes de avenidas

Intervalo de recurrencia (años)	Prob. condicional Volumen de excedencia	Pico estandarizado	Volumen estandarizado					
			$\rho = 0.70$	$\rho = 0.75$	$\rho = 0.80$	$\rho = 0.85$	$\rho = 0.90$	$\rho = 0.95$
10000	100	3.717
	75	3.646	2.315	2.54	2.766	2.943	3.124	3.321
	50	3.54	2.707	2.902	3.079	3.236	3.358	3.404
	25	3.353	3.078	3.209	3.345	3.498	3.562	3.63
5000	100	3.54
	75	3.463	2.174	2.393	2.614	2.787	2.964	3.158
	50	3.353	2.568	2.757	2.928	3.081	3.199	3.307
	25	3.156	2.938	3.063	3.194	3.341	3.4	3.463
2000	100	3.29
	75	3.209	1.981	2.191	2.405	2.571	2.743	2.933
	50	3.09	2.376	2.556	2.719	2.864	2.976	3.078
	25	2.878	2.745	2.861	2.983	3.122	3.175	3.23
1000	100	3.09
	75	3.004	1.83	2.033	2.24	2.401	2.568	2.754
	50	2.878	2.225	2.396	2.553	2.692	2.799	2.896
	25	2.652	2.591	2.7	2.816	2.947	2.995	3.043
500	100	2.878
	75	2.783	1.669	1.863	2.063	2.218	2.381	2.591
	50	2.652	2.067	2.23	2.379	2.51	2.612	2.702
	25	2.409	2.431	2.531	2.639	2.762	2.804	2.843
200	100	2.576
	75	2.475	1.451	1.632	1.822	1.967	2.122	2.295
	50	2.326	1.846	1.995	2.132	2.253	2.345	2.427
	25	2.054	2.204	2.292	2.387	2.497	2.529	2.557
100	100	2.326
	75	2.216	1.23	1.443	1.623	1.76	1.908	2.075
	50	2.054	1.668	1.805	1.931	2.042	2.127	2.201
	25	1.751	2.019	2.095	2.178	2.277	2.301	2.317
50	100	2.054
	75	1.932	1.085	1.241	1.409	1.536	1.676	1.835
	50	1.751	1.477	1.6	1.713	1.813	1.885	1.952
	25	1.405	1.818	1.88	1.949	2.033	2.046	2.05

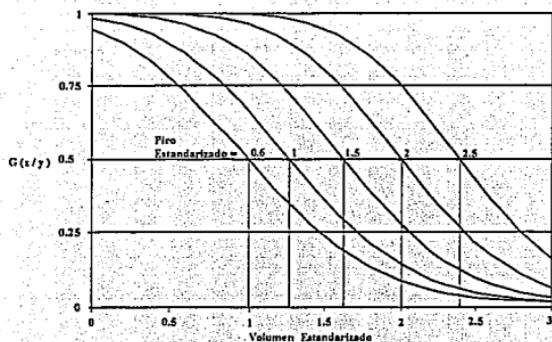


Figura 3.1.2a Distribución condicional acumulativa , $\rho = 0.85$

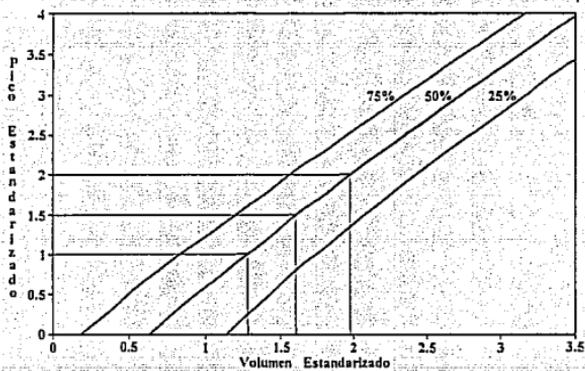


Figura 3.1.2b Trayectoria del percentil de excedencia condicional, $\rho = 0.85$

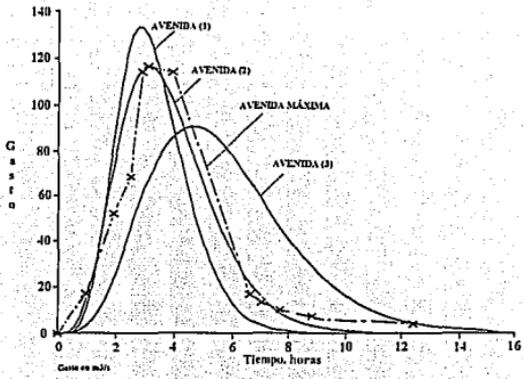


Figura 3.1.3 Avenidas con 50 años de periodo de retorno

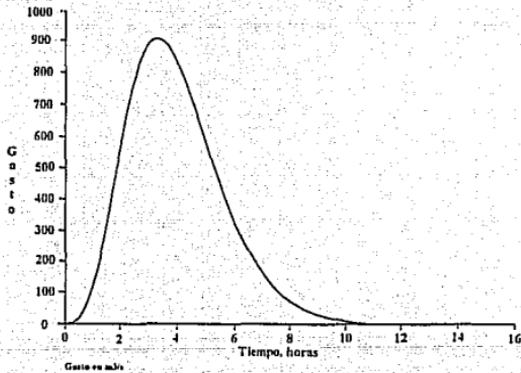


Figura 3.1.4 Avenida de diseño

3.2 CÁLCULO DE VOLÚMENES DE AVENIDAS PARA DIFERENTES DURACIONES (MÉTODO INGLÉS)¹

Este método, desarrollado en Inglaterra, relaciona el promedio de los gastos medios máximos anuales con diferentes duraciones respecto al promedio de los gastos máximos anuales, ya sea instantáneo o diario. Al dibujar el cociente de los gastos (radios de reducción) versus la duración, se obtienen curvas de reducción, a partir de las cuales es posible construir el hidrograma de la avenida de diseño y por lo tanto conocer su volumen.

En primer lugar se obtienen los gastos picos instantáneos y los gastos medios máximos anuales para duraciones de 1 a 10 días, en todos los años de registro de la estación de interés.

Los gastos medios máximos anuales para duraciones de 1 a 10 días se calculan de la misma forma que el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería, es decir, se obtiene el promedio máximo, en cada año, de los n gastos medios diarios consecutivos, de acuerdo con la duración d que se esté analizando (en el caso de la duración $d = 1$ día, el gasto medio máximo anual *g.m.m.a.* es igual al gasto máximo de todos los días del año que se analizan; para $d = 2$ días, el *g.m.m.a.* es igual al promedio máximo de dos gastos diarios consecutivos y así sucesivamente hasta una duración $d = 10$ días en donde el *g.m.m.a.* es igual al promedio máximo de 10 gastos medios diarios consecutivos en todo el año analizado). Este procedimiento se explica con más detalle en el subcapítulo 3.4.

Una vez conocido el *g.m.m.a.* para cada duración, se calcula el promedio aritmético de los gastos medios máximos anuales para duraciones de 1 a 10 días (Qm_{1d} , Qm_{2d} , Qm_{3d} , Qm_{4d} , etc.) y de los gastos máximos anuales instantáneos (Qm_{inst}); el promedio se obtiene considerando todos los años del registro.

Enseguida se calculan los radios de reducción r , que resultan del cociente del promedio de los gastos asociados a cada duración entre el promedio de los gastos

¹ Ref. 7

máximos anuales ya sea instantáneos ($Q_{m_{inst}}/Q_{m_{inst}}$, $Q_{m_{1d}}/Q_{m_{1d}}$, $Q_{m_{2d}}/Q_{m_{1d}}$, ..., $Q_{m_{10d}}/Q_{m_{1d}}$) o bien para una duración $d = 1$ día ($Q_{m_{1d}}/Q_{m_{1d}}$, $Q_{m_{2d}}/Q_{m_{1d}}$, ..., $Q_{m_{10d}}/Q_{m_{1d}}$).

Las parejas radio de reducción vs duración se dibujan en una gráfica y se les ajustan curvas de la forma:

$$r(d) = \frac{1}{(1+Bd)^N} \quad 3.2.1$$

donde

$r(d)$ radio de reducción para una duración d , en días

N, B parámetros determinados empíricamente

Un ejemplo de estas curvas se muestra en la *figura 3.2.1*, para diferentes estaciones hidrométricas, donde se empleó al gasto máximo anual instantáneo como cociente del radio. Se observa en la figura, que el valor de radio disminuye a medida que la duración aumenta.

3.2.1 Análisis de sensibilidad

Para analizar la estabilidad de las curvas respecto al periodo de retorno, los autores utilizaron la ecuación general de series de gastos máximos anuales, para el análisis de frecuencias, propuesta por Chow :

$$\frac{Q_T}{Q_m} = 1 + K_T - CV \quad 3.2.2$$

$$CV = \sigma/Q_m$$

donde

Q_T gasto para un determinado periodo de retorno T

K_T factor de frecuencia que depende del periodo de retorno y de la función de distribución propuesta

Q_m promedio del gasto medio anual

CV coeficiente de variación

σ desviación estándar

De acuerdo con la *ecuación 3.2.2*, si CV y la función de distribución permanecen constantes con respecto a la duración, entonces la relación Q_T/Q_m también permanece constante, por lo que en ese caso, las curvas de reducción por duración pueden considerarse independientes del periodo de retorno.

Los resultados del análisis de una muestra parcial de 34 estaciones llevaron a la conclusión de que CV permanece más o menos constante en todas las duraciones pues su valor medio para los gastos instantáneos (0.389) es muy parecido al valor de 0.357 encontrado para la muestra total de 532 estaciones. Por lo tanto, sólo necesitan calcularse los radios para el promedio del gasto máximo anual, aún cuando para duraciones y periodos de retorno grandes, los resultados pueden llegar a ser ligeramente sobrestimados.

En resumen, una avenida de cualquier periodo de retorno puede sintetizarse al calcular el promedio del gasto máximo anual (ya sea instantáneo o para 1 día), entrar a curvas de reducción como las de la *figura 3.2.1* con una duración propuesta (como dato en la abscisa de la gráfica) y conocer el valor del radio de reducción, con éste y con el gasto promedio máximo anual, se obtiene el gasto para una duración y periodo de retorno deseados.

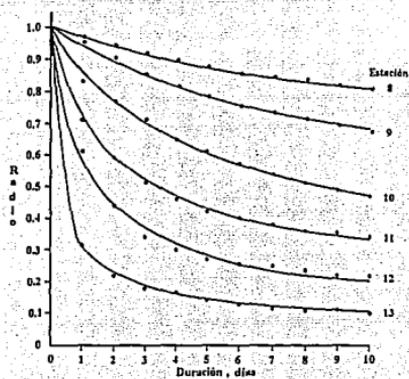
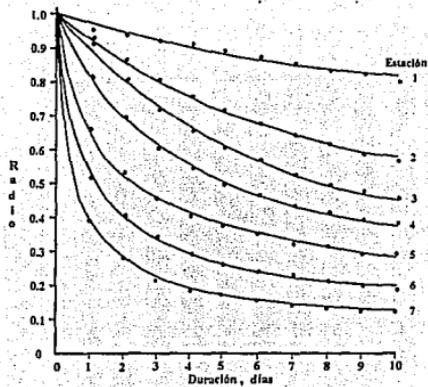


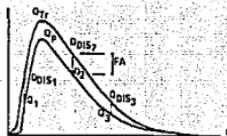
Figura 3.2.1 Ajuste de curvas típicas de reducción a datos observados

3.3 MÉTODO DE "MAYORACIÓN" (MÉTODO TRADICIONAL)

El método de mayoración de avenidas es uno de los métodos utilizados con mucha frecuencia en México por la rapidez y facilidad en la obtención de resultados. La avenida de diseño se calcula mediante la amplificación del hidrograma de la máxima avenida histórica ocurrida en la zona de interés. La amplificación se logra a través de un factor FA que es el cociente del gasto medio máximo Q_T para el periodo de retorno con el cual se quiere diseñar, entre el gasto pico Q_p de la máxima avenida histórica:

$$FA = \frac{Q_T}{Q_p} \quad 3.3.1$$

Para conocer el hidrograma de la avenida de diseño Q_{Dis} , se multiplica cada ordenada de gasto Q_i del hidrograma de la avenida histórica por el factor FA , como se señala en la ecuación 3.3.2 (ver figura 3.3.1).



$$Q_{Dis} = Q_i \cdot FA \quad 3.3.2$$

Figura 3.3.1 Amplificación de la avenida histórica

Para ejemplificar el método, se calculará la avenida de diseño del sitio San Juan Tetelcingo para 100 años de periodo de retorno. Del registro histórico de gastos de la estación más cercana al produjo el mayor gasto máximo fue la del año de 1976 ($2044 \text{ m}^3/\text{s}$) y del mejor ajuste de una función de probabilidad a los valores de gastos máximos anuales, se obtuvo que el gasto para un periodo de retorno de 100 años es de $Q_{100} = 2580.75 \text{ m}^3/\text{s}$. Con ambos valores de gasto, se calculó el factor FA :

$$FA = \frac{Q_T}{Q_p} = \frac{2580}{2044} = 1.26$$

El hidrograma de diseño se obtuvo al multiplicar el factor FA por cada ordenada i del hidrograma de la avenida máxima histórica, con duración de 10 días (ver tabla 3.3.1).

$$Q_{DIS_i} = Q_i \cdot 1.26$$

Tabla 3.3.1 Mayoración de la avenida máxima histórica de 1976

Día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Avenida histórica	816	2044	1436	926	742	558	501	448	380	348
Avenida diseño	1028	2580	1809	1167	935	703	631	565	479	439

Con los datos de la tabla anterior, se construyeron los hidrogramas que aparecen en la figura 3.3.2, en donde la avenida con mayor magnitud, corresponde a 100 años de periodo de retorno.

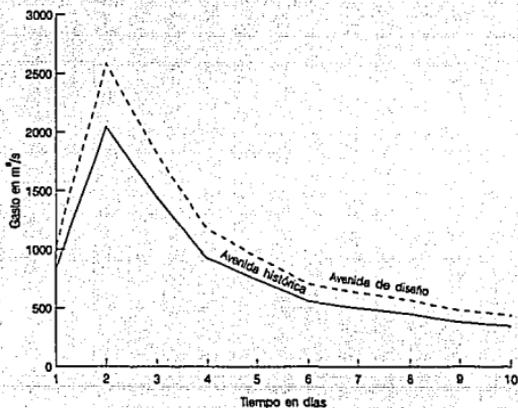


Figura 3.3.2 Comparación del hidrograma histórico y el de diseño

Desafortunadamente, este método utiliza únicamente el análisis estadístico de los gastos máximos anuales; en cambio, el volumen y la forma los considera representados en una sola avenida histórica que no necesariamente representa la forma característica de todas las avenidas máximas anuales. Por ejemplo, en el caso de San Juan Tetelcingo, la avenida con mayor volumen ocurrió en 1955, sin embargo, su gasto pico ($1773 \text{ m}^3/\text{s}$) fue menor en comparación de la avenida del año 1976; si el vaso de la presa fuera de poca capacidad, no importaría su volumen pues el vaso no regula nada, en cambio, si la presa tiene gran capacidad, es de vital importancia elegir adecuadamente, no solamente el gasto máximo, sino el volumen y la forma de la avenida de diseño para que el vertedor funcione correctamente.

3.4 METODO DESARROLLADO POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA Y LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Este método, el cual se designará en adelante como método original, consiste en calcular avenidas de diseño para varios períodos de retorno mediante el análisis probabilístico de los gastos medios máximos de todos los años de registro de la estación más cercana a la presa de interés. La muestra de datos debe contener el mayor número posible de años de registro.

La muestra de gastos medios diarios se analiza para obtener los gastos medios máximos anuales asociados a varias duraciones d , en días. Los valores máximos se obtienen al considerar, para cada año, todos los grupos posibles de gastos medios diarios en d días consecutivos. Así por ejemplo, en el registro del año de 1967 de la estación Infiernillo (ver tabla 3.4.1), el gasto medio máximo anual para una duración $d=1$ día es el máximo de todo el registro (15,271 m³/s). Para una duración $d=2$ días, el promedio máximo de 2 gastos consecutivos es $(15271 + 10229)/2 = 12,750$ m³/s, para $d=3$ días $(15271 + 10229 + 7684)/3 = 11,061$ m³/s, y así sucesivamente, hasta duraciones de 10 ó 15 días en que se considera incluida la forma básica de la avenida de diseño. Con un procedimiento análogo, se calculan los gastos medios máximos anuales asociados a diversas duraciones para los demás años de registro.

Una vez obtenidos los valores máximos anuales correspondientes a cada duración, se ajustan diferentes distribuciones de probabilidad (normal, lognormal, gumbel, doble gumbel, gamma y exponencial) y se elige aquella que mejor se ajuste a la muestra, en términos del error cuadrático, el cual se obtiene con la expresión:

$$e^2 = \sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{cal_i})^2 \quad 3.4.1$$

donde

Q_i gastos medidos
 Q_{cal_i} gastos calculados

Tabla 3.4.1 Gastos medios diarios del año de 1967 (m³/s). Presa Infernillo

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1	187.9	221.2	133.5	100.6	102.3	167.7	858.7	689.3	2070.2	3626.6	879.5	317.2
2	174.3	213.2	131.2	99.3	98.8	152.3	840.6	612.0	2030.2	3684.2	841.5	316.5
3	167.5	208.6	130.2	102.6	97.1	147.7	723.4	755.9	1835.3	2952.8	821.9	302.4
4	170.0	204.8	128.7	100.5	97.8	169.4	1046.1	683.4	1969.6	2565.8	783.4	320.5
5	171.4	204.1	126.7	103.2	101.5	165.6	1466.6	623.1	2167.7	2875.7	694.8	306.4
6	167.5	194.7	131.1	100.6	100.6	187.4	1403.8	529.8	1881.9	3226.4	740.3	309.4
7	163.5	180.0	124.7	97.4	99.2	195.2	1290.0	554.1	1950.8	3005.7	742.2	300.7
8	167.5	186.7	122.1	98.7	99.2	173.0	1725.5	521.3	2678.1	2637.9	655.9	299.3
9	209.0	184.3	124.1	99.0	95.3	197.4	1638.3	645.1	2302.6	2911.2	639.4	291.2
10	355.9	180.6	118.8	100.3	100.6	257.9	1244.6	724.8	1977.5	2717.1	573.5	292.9
11	417.6	177.6	115.6	96.8	103.3	277.1	947.4	931.4	1851.2	2543.1	568.0	275.6
12	1635.5	177.9	113.7	90.1	94.6	263.0	956.3	628.2	1691.8	2280.8	542.9	289.7
13	2239.6	176.7	112.2	92.4	98.4	284.7	1109.5	830.6	1469.6	1941.9	510.3	272.4
14	1373.5	166.5	111.5	57.2	98.1	322.0	1596.7	1059.5	1388.1	1918.3	501.7	281.4
15	959.0	167.5	112.2	96.4	95.6	482.1	1086.8	1503.0	1380.0	1824.7	489.9	285.3
16	738.4	166.3	117.4	113.3	91.9	716.8	1473.4	1530.8	1284.3	1991.8	468.2	279.2
17	607.2	161.9	109.7	188.1	113.0	663.8	837.7	1231.3	1290.1	1875.2	456.2	274.2
18	527.4	155.0	109.0	118.5	122.1	862.7	710.0	1389.6	1726.9	1601.6	441.6	268.7
19	473.0	153.1	109.6	117.5	126.9	754.6	804.7	1354.3	1614.4	1433.7	442.5	268.7
20	424.5	150.3	103.8	114.3	132.1	666.2	697.1	1137.1	1536.9	1243.1	414.4	273.7
21	393.6	148.1	102.5	111.9	137.1	509.9	908.6	1274.1	1146.4	1126.1	385.6	277.5
22	362.1	145.9	105.4	122.6	129.7	463.8	815.8	1586.9	1369.0	1064.1	386.3	279.2
23	341.2	148.3	103.6	133.0	145.6	545.1	940.6	1430.5	3323.2	982.8	377.0	299.7
24	317.1	144.6	104.3	120.1	229.9	890.9	853.2	1169.4	5370.0	948.9	381.4	294.6
25	296.7	143.6	106.6	110.7	267.6	1301.1	739.7	1415.7	6285.0	890.4	362.7	271.3
26	284.6	137.3	109.2	115.1	195.3	1434.7	734.3	2080.3	7090.4	835.4	356.3	260.7
27	270.8	137.3	106.6	108.3	169.5	1164.1	858.7	2398.3	15271.0	793.6	350.4	273.1
28	254.4	137.1	106.9	107.7	164.5	1027.4	692.9	2908.9	10229.0	764.4	334.5	264.4
29	241.3		107.0	102.2	184.3	1006.9	562.4	3632.9	7683.9	987.8	326.3	263.4
30	234.8		106.4	103.9	179.5	1013.2	569.7	3144.8	4909.1	1036.1	308.6	252.1
31	226.1		104.0		195.2		929.0	2075.2		919.9		252.0

n número de datos de la muestra

Con la distribución de probabilidad elegida, se calculan gastos medios máximos para diferentes duraciones y periodos de retorno. A su vez, a éstos les corresponden gastos individuales (gastos medios diarios) para cada periodo de retorno, los cuales se deducen de las ecuaciones recursivas siguientes:

$$Q_1 = Qmed_1$$

$$Q_2 = 2 * Qmed_2 - Q_1$$

$$Q_3 = 3 * Qmed_3 - (Q_1 + Q_2)$$

...

...

...

$$Q_d = d * Qmed_d - \left(\sum_{i=1}^{d-1} Q_i \right) \quad 3.4.2$$

donde

Q_d gasto medio en el día d .

$Qmed_d$ gasto promedio máximo para una duración de d días.

Dado el procedimiento de cálculo, los gastos que se obtienen para cada periodo de retorno están dispuestos de mayor a menor (*figura 3.4.1a*), lo que no corresponde a un hidrograma ordinario, por lo que es necesario reordenar dichos valores para obtener las avenidas de diseño (*ver figura.3.4.1b*).

El reordenamiento consiste en acomodar los valores de tal manera que, por un lado, el hidrograma resultante tenga semejanza con alguno de los mayores hidrogramas medidos en la estación, y por otro lado, que los valores se ordenen cumpliendo con que el promedio máximo de n valores máximos consecutivos resulte igual al gasto promedio máximo $Qmed_n$ correspondiente al periodo de retorno que se analiza.

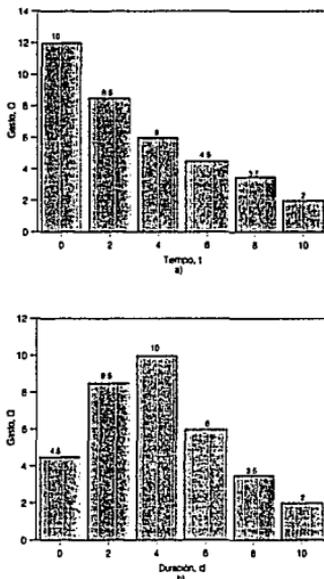


Figura 3.4.1 Hidrogramas de gastos medios diarios

En seguida se muestra, a manera de ejemplo, la aplicación de método original al cálculo de la avenida de diseño en San Juan Tetelcingo y la presa Aguamilpa. Para mayor información del método pueden consultarse las *Refs. 1 y 8*.

3.4.1 Aplicación del método original a San Juan Tetelcingo

Los pasos para el cálculo de la avenida de diseño, utilizando datos de San Juan Tetelcingo, fueron los siguientes:

a) A partir de la información de 36 años de gastos medios diarios registrada desde 1951 hasta 1986 en la estación hidrométrica San Juan Tetelcingo, se calcularon los

gastos medios máximos anuales de cada año para duraciones de 1 a 10 días. Los resultados obtenidos se muestran en la *tabla 3.4.2*.

b) El grupo de valores correspondiente a cada duración se ajustó con diferentes distribuciones de probabilidad, utilizando el método de momentos y el de máxima verosimilitud para el cálculo de sus parámetros, como se describe en la *Ref. 9*. En la elección del mejor ajuste, se utilizó la *ecuación 3.4.1* que determina el error cuadrático. Los resultados del cálculo del error cuadrático para diferentes distribuciones, se muestran en la *tabla 3.4.3*. Se observa que el mejor ajuste se obtuvo con la función gamma, cuyos parámetros se muestran en la *figura 3.4.2*.

c) Con la función de distribución de probabilidad elegida, se calcularon los gastos promedio máximos para 2, 5, 10, 20, 40, 50, 100, 1000 y 10000 años de periodo de retorno (*ver tabla 3.4.4*).

d) A su vez, a los gastos promedio máximos Q_{med} para varias duraciones y periodos de retorno, les corresponden gastos medios diarios (gastos individuales, $Q_{día}$) que se calcularon utilizando la *ecuación 3.4.2*. Los resultados se muestran en la *tabla 3.4.5*.

e) Los gastos individuales se reordenaron con la finalidad de estimar los hidrogramas de las avenidas de diseño con una secuencia lógica. Se formaron varias alternativas de reordenamiento y se compararon con las avenidas históricas del año de 1955 y de 1976. En la *figura 3.4.3* se muestran las avenidas históricas y en las *figuras 3.4.4* y *3.4.5* algunas de las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno utilizando la alternativa de reordenamiento seleccionada [$Q_{10}, Q_4, Q_1, Q_2, Q_3, Q_5, Q_6, Q_7, Q_8, Q_9$] (forma de la avenida histórica de 1955).

Se observa que el reordenamiento seleccionado cumple con que el promedio máximo de los n gastos máximos consecutivos es igual al promedio máximo $Q_{med,n}$, es decir, por ejemplo, en la *figura 3.4.4* para el reordenamiento de 3 valores

consecutivos con un periodo de retorno de 10 años el promedio de Q_1, Q_2, Q_3 es $Q_{med_3} = 1412 \text{ m}^3/\text{s}$, para 4 valores (Q_4, Q_1, Q_2, Q_3) el promedio es igual a $Q_{med_4} = 1321 \text{ m}^3/\text{s}$ y así sucesivamente para duraciones desde uno hasta 10 días. Tal como se obtuvieron en la *tabla 3.4.5*.

Tabla 3.4.2 Gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones (m³/s). Estación San Juan Tetelcingo

AÑO	DIAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1951	686	631	584	591	561	530	505	486	462	439
1952	1122	1100	1076	1063	1039	1016	991	959	931	908
1953	484	471	454	457	438	423	405	397	395	394
1954	1248	1082	984	930	885	838	807	772	736	723
1955	1773	1717	1650	1594	1509	1470	1423	1410	1393	1356
1956	1006	821	737	682	693	702	669	639	616	607
1957	723	574	526	517	479	461	459	468	449	434
1958	1438	1294	1050	939	913	887	869	861	879	890
1959	1557	1415	1356	1270	1180	1099	1068	1018	964	918
1960	953	858	841	846	827	812	797	776	754	717
1961	771	746	730	692	667	643	619	598	577	558
1962	838	814	700	624	578	551	530	512	501	491
1963	680	631	607	582	549	525	494	470	452	435
1964	701	649	566	520	485	456	434	432	443	438
1965	1025	973	985	975	939	901	854	820	795	789
1966	756	714	650	622	598	572	551	528	501	475
1967	1694	1627	1580	1455	1342	1244	1148	1070	1009	967
1968	793	695	662	617	576	534	494	462	457	467
1969	1714	1629	1529	1451	1380	1343	1291	1285	1274	1232
1970	947	932	927	870	831	782	742	758	757	737
1971	1286	1226	1165	1131	1082	1041	1056	1023	1001	968
1972	1107	1024	940	884	842	808	773	742	717	696
1973	1871	1654	1551	1357	1237	1162	1138	1108	1048	993
1974	1316	1246	1161	1116	1055	997	947	922	918	876
1975	937	930	844	802	765	770	779	779	763	735
1976	2044	1740	1469	1306	1193	1087	1003	934	872	820
1977	926	849	761	747	697	649	597	554	518	498
1978	584	548	534	506	484	468	473	474	462	452
1979	964	890	801	738	675	652	620	600	585	563
1980	1148	1130	1055	992	918	848	809	773	730	693
1981	1248	1090	1027	1023	996	957	940	923	904	885
1982	397	324	278	244	221	212	206	202	193	183
1983	770	749	739	725	726	715	689	666	643	617
1984	1675	1586	1468	1330	1227	1150	1087	1051	1064	1062
1985	878	800	753	706	667	615	575	560	560	557
1986	305	270	247	228	223	217	209	202	195	193

Tabla 3.4.3 Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Duración de 1 a 6 días. San Juan Tetelcingo

		Distribución				
Archivo:SJTET-1 g=0.48		Normal	Lognormal	Gumbel	Gama	Exponencial
Momentos	2 parámetros	497.29	454.97	432.39	374.61	711.41
	3 parámetros		389.91		385.36	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		690.78	365.81		1583.57
	3 parámetros				1510.15	
SJTET-2 g=0.38						
Momentos	2 parámetros	462.11	518.58	495.29	426.64	762.34
	3 parámetros		411.53		408.75	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		903.91	447.14		1603.28
	3 parámetros				1532.46	
SJTET-3 g=0.37						
Momentos	2 parámetros	422.95	475.77	453.15	390.26	705.83
	3 parámetros			376.01		373.99
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		894	405.51	5879.38	1507.83
	3 parámetros				1441.94	
SJTET-4 g=0.29						
Momentos	2 parámetros	323.01	394.6	376.72	305.87	638.25
	3 parámetros			283.73		282.44
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		912.2	324.28	5526.64	1474.95
	3 parámetros				1412.61	
SJTET-5 g=0.22						
Momentos	2 parámetros	264.57	363.34	349.58	274	609.27
	3 parámetros			237.57		236.77
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		918.51	306.54	5218.06	1409.92
	3 parámetros				1351.65	
SJTET-6 g=0.23						
Momentos	2 parámetros	236.36	326.37	314.34	242.58	567.21
	3 parámetros			207.78		207.25
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		845.66	269.54	4973.7	1342.41
	3 parámetros				1287.79	

Tabla 3.4.3 Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Duración de 7 a 10 días. San Juan Tetelcingo

ARCHIVO:SJTET-7 $g=0.23$		Distribución				
		Normal	Lognormal	Gumbel	Gamma	Exponencial
Momentos	2 parámetros	243.49	328.13	316.69	250.3	554.87
	3 parámetros		218.31		217.8	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		810.82	276.99	4781.36	1284.76
	3 parámetros				1232.67	

SJTET-8 $g=0.29$						
Momentos	2 parámetros	273.67	323.25	312.22	260.04	530.35
	3 parámetros		243.01		242.4	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		744.67	272.12	4637.88	1222.76
	3 parámetros				1171.75	

SJTET-9 $g=0.33$						
Momentos	2 parámetros	295.04	321.14	309.81	267.47	511.69
	3 parámetros		259.04		258.43	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		707.94	269.79	4515.06	1189.39
	3 parámetros				1141.49	

SJTET-10 $g=0.35$						
Momentos	2 parámetros	287.72	306.62	296.74	257.99	490.27
	3 parámetros		251.36		250.57	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		673.77	257.8	4380.52	1180.26
	3 parámetros				1133.44	

Tabla 3.4.4 Gastos medios diarios para diferentes duraciones y periodos de retorno Tr. San Juan Tetelcingo

Tr	Días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1008	931	867	820	778	743	715	693	673	654
5	1401	1294	1205	1131	1067	1017	978	950	925	898
10	1642	1516	1412	1321	1243	1183	1138	1106	1078	1045
20	1859	1718	1599	1492	1401	1333	1283	1246	1217	1178
40	2062	1903	1773	1651	1549	1472	1417	1376	1345	1302
50	2126	1962	1827	1701	1594	1515	1457	1418	1385	1340
100	2312	2134	1990	1847	1729	1644	1584	1538	1504	1456
1000	2898	2675	2495	2303	2135	2037	1966	1922	1873	1798
10000	3409	3147	2935	2632	2406	2300	2200	2135	2110	2026

Tabla 3.4.5 Gastos medios diarios, Qdía, correspondientes a diversas duraciones, d, y periodos de retorno, Tr. Estación San Juan Tetelcingo

d	Tr=2 años		Tr=5 años		Tr=10 años		Tr=20 años		Tr=40 años	
	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía
1	1008	1008	1401	1401	1642	1642	1859	1859	2062	2062
2	931	854	1294	1187	1516	1391	1718	1576	1903	1745
3	867	738	1205	1027	1412	1204	1599	1363	1773	1514
4	820	681	1131	910	1321	1046	1492	1170	1651	1285
5	778	609	1067	811	1243	932	1401	1039	1549	1139
6	743	569	1017	767	1183	885	1333	993	1472	1088
7	715	542	978	745	1138	868	1283	978	1417	1083
8	693	539	950	749	1106	877	1246	991	1376	1095
9	673	517	925	729	1078	859	1217	982	1345	1098
10	654	485	898	649	1045	748	1178	830	1302	915

d	Tr=50 años		Tr=100 años		Tr=1000 años		Tr=10000 años	
	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía	Qmed	Qdía
1	2126	2126	2312	2312	2898	2898	3409	3409
2	1962	1799	2134	1956	2675	2452	3147	2885
3	1827	1558	1990	1702	2495	2133	2935	2510
4	1701	1321	1847	1417	2303	1730	2632	1725
5	1594	1167	1729	1260	2135	1464	2406	1501
6	1515	1122	1644	1220	2037	1545	2300	1769
7	1457	1110	1584	1220	1966	1540	2200	1600
8	1418	1142	1538	1218	1922	1612	2135	1683
9	1385	1120	1504	1228	1873	1482	2110	1910
10	1340	939	1456	1026	1798	1120	2026	1262

Figura 3.4.2 Parámetros de la función de distribución Gamma por momentos. San Juan Tetelcingo

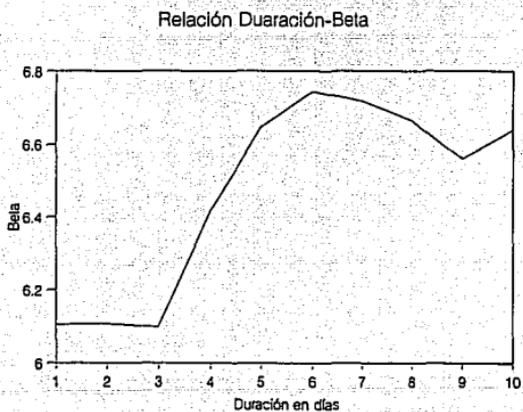
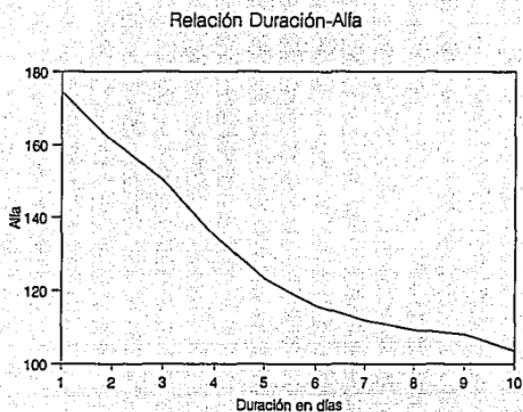
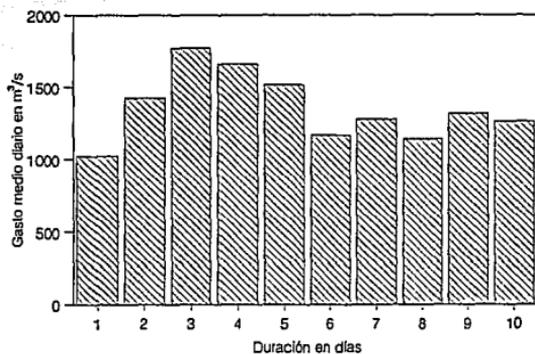


Figura 3.4.3 Hidrograma de las avenidas históricas de 1955 y 1976. San Juan Tetelcingo

Hidrograma de la avenida histórica de 1955



Hidrograma de la avenida histórica de 1976

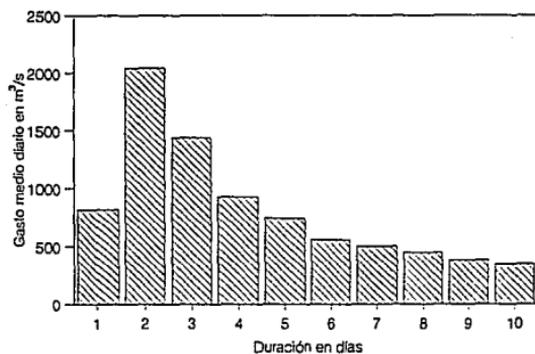
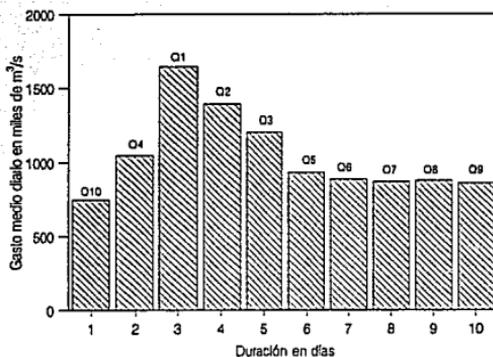


Figura 3.4.4 Hidrograma de las avenidas de diseño con 10 y 100 años de periodo de retorno. San Juan Tetelcingo

Hidrograma con 10 años de periodo de retorno



Hidrograma con 100 años de periodo de retorno

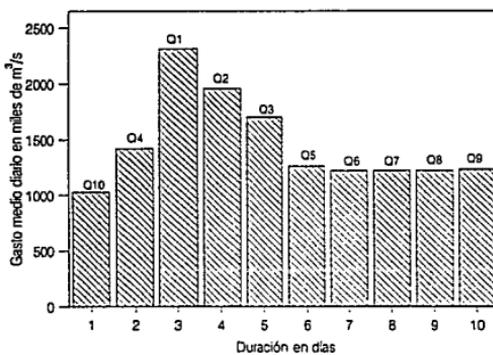
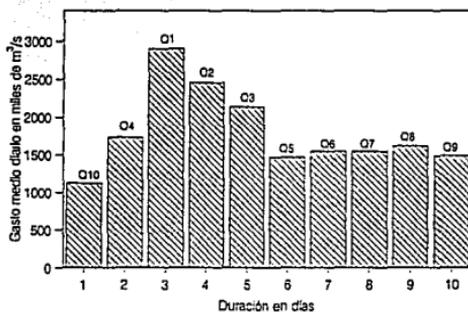
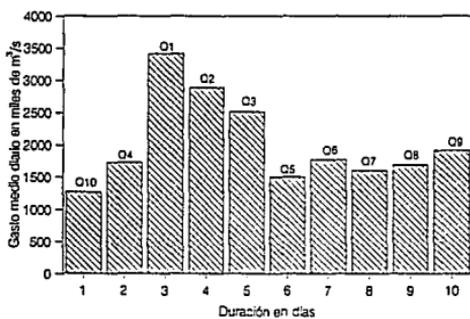


Figura 3.4.5 Hidrograma de las avenidas de diseño con 1000 y 10000 años de periodo de retorno

Hidrograma con 1000 años de periodo de retorno



Hidrograma con 10000 años de periodo de retorno



3.4.2 Aplicación del método original a la presa Aguamilpa

Con el fin de tener una segunda comparación entre el método original y su complemento propuesto en este trabajo, se realizó otro ejercicio de aplicación, con los datos de la presa Aguamilpa. En el desarrollo se empleó información de la estación Carrizal, con 46 años de registro.

En primer lugar se calcularon los gastos medios máximos anuales a partir del análisis de los gastos medios diarios, por año, para duraciones de 1 a 15 días. Los resultados se muestran en la *tabla 3.4.6*.

En seguida se ajustaron diferentes distribuciones de probabilidad al grupo de gastos correspondientes a diferentes duraciones y se eligieron las funciones de mejor ajuste, teniendo como base el error cuadrático (*ecuación 3.4.1*).

En la *tabla 3.4.7* se muestran los errores cuadráticos calculados para diferentes funciones de distribución de probabilidad. De acuerdo con los resultados, el mejor ajuste resultó con la función doble Gumbel para duraciones de 1 a 4 días, y la función lognormal para duraciones de 5 días en adelante. En la *tabla 3.4.8* se presentan los parámetros de ambas distribuciones.

Con las funciones de distribución elegidas, se calcularon los gastos promedio máximos para periodos de retorno de 5, 10, 20, 40, 50, 100, 1000 y 10000 años, los cuales se muestran en la *tabla 3.4.9*.

Una vez conocidos los gastos medios máximos Q_{med} para varias duraciones y periodos de retorno, se obtuvieron valores individuales de gastos medios para cada día $Q_{día}$, tal y como se indicó en la *ecuación 3.4.2*; los resultados aparecen en la *tabla 3.4.10*. El siguiente paso fue reordenarlos para obtener hidrogramas de las avenidas de diseño con una secuencia lógica. Se compararon varias alternativas de reordenamiento con la avenida histórica de 1973; en la *figura 3.4.6* se muestra la avenida histórica y en las *figuras 3.4.7* y *3.4.8* las avenidas de diseño para tres periodos de retorno utilizando la alternativa de reordenamiento seleccionada con la secuencia: $Q_{día_{15}}$, $Q_{día_{14}}$, $Q_{día_{13}}$, $Q_{día_{11}}$, $Q_{día_9}$, $Q_{día_6}$, $Q_{día_3}$, $Q_{día_2}$, $Q_{día_1}$, $Q_{día_4}$, $Q_{día_5}$, $Q_{día_7}$, $Q_{día_8}$, $Q_{día_{10}}$ y $Q_{día_{12}}$, como se indica en la *tabla 3.4.11*.

Tabla 3.4.6 Gastos medios máximos anuales, en m³/s, para diferentes duraciones. Estación Carrizal

AÑO	D U R A C I O N														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
40	266	234	228	224	221	217	212	207	204	201	199	197	198	198	197
42	2024	1704	1591	1521	1509	1502	1452	1413	1354	1298	1255	1210	1176	1151	1174
43	5913	4611	3643	3004	2564	2264	2038	1858	1708	1610	1551	1507	1481	1458	1432
44	3166	3112	2961	2879	2833	2721	2610	2521	2446	2373	2283	2185	2093	2057	2065
45	1559	1441	1369	1238	1156	1079	1007	939	898	855	845	845	845	827	819
46	1396	1276	1274	1176	1109	1039	978	954	933	922	973	947	919	887	870
47	2169	1803	1761	1709	1708	1709	1670	1599	1540	1499	1464	1424	1374	1328	1288
48	2355	2065	1959	1872	1770	1683	1595	1569	1546	1498	1454	1388	1320	1335	1359
49	1654	1445	1319	1283	1267	1234	1185	1135	1124	1110	1106	1084	1053	1044	1046
50	1259	1174	1091	1049	1019	959	898	858	819	785	785	780	789	785	777
51	3352	1855	1370	1120	1047	946	853	817	851	877	866	831	794	766	735
52	1496	1398	1390	1388	1362	1326	1267	1192	1120	1099	1059	1026	989	957	926
53	2296	2162	2097	1987	1926	1881	1804	1740	1656	1600	1627	1629	1603	1570	1544
54	1655	1511	1440	1362	1238	1126	1045	995	968	928	915	892	872	857	843
55	2291	2240	2209	2041	1870	1776	1675	1597	1561	1523	1503	1468	1457	1489	1469
56	1340	1218	1167	1085	1029	993	966	931	902	868	837	811	783	759	732
57	1235	913	803	688	600	532	480	438	407	390	373	357	342	326	311
58	2152	2092	1967	1823	1689	1592	1503	1410	1324	1325	1340	1335	1314	1288	1295
59	1916	1808	1672	1596	1522	1479	1466	1454	1462	1469	1460	1448	1435	1414	1392
60	1120	1085	1068	1029	990	952	924	879	836	797	754	714	720	724	744
61	1894	1554	1414	1342	1271	1249	1232	1201	1146	1094	1060	1031	1014	1022	1020
62	1616	1562	1533	1512	1448	1430	1396	1355	1321	1267	1225	1178	1139	1099	1068
63	2442	2390	2157	2034	1882	1763	1644	1526	1434	1353	1276	1215	1170	1121	1081
64	1424	1400	1296	1262	1211	1152	1093	1046	1034	1034	1040	1046	1024	1001	985
65	2778	2731	2639	2451	2350	2257	2188	2062	1955	1868	1790	1781	1757	1710	1668

Tabla 3.4.6 (continuación) Gastos medios máximos anuales, en m³/s, para diferentes duraciones. Estación Carrizal

AÑO	D U R A C I O N														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
66	2442	2321	2176	2052	1977	1910	1852	1821	1757	1711	1702	1681	1624	1589	1542
67	4595	4427	4001	3741	3544	3333	3216	3103	2927	2760	2765	2646	2891	2908	2912
68	1817	1765	1593	1476	1368	1292	1298	1276	1226	1196	1199	1185	1181	1181	1171
69	799	590	563	532	502	463	437	411	386	369	360	347	337	326	330
70	2569	2402	2160	2040	1921	1807	1706	1622	1565	1500	1432	1364	1297	1236	1180
71	2361	2315	2114	1976	1838	1757	1683	1619	1604	1567	1530	1505	1481	1462	1438
72	1192	1036	961	885	785	704	683	655	633	612	591	565	559	546	535
73	5602	5532	5285	4983	4794	4464	4223	4055	3899	3669	3477	3289	3125	3005	2911
74	1192	1071	1026	961	940	909	893	865	835	800	761	732	738	720	705
75	3970	3669	3302	3067	2859	2745	2667	2624	2527	2435	2352	2266	2181	2101	2030
76	2894	2760	2531	2431	2315	2218	2128	2098	2070	2001	1950	1902	1860	1805	1756
77	2269	2089	2110	1982	1891	1844	1802	1749	1710	1709	1699	1689	1656	1625	1581
78	1956	1771	1694	1641	1604	1564	1543	1547	1546	1539	1512	1475	1414	1380	1303
79	1250	1134	1057	1030	1012	939	881	828	787	753	717	690	663	650	645
80	1678	1539	1493	1415	1319	1231	1146	1062	992	941	898	864	824	792	763
81	1921	1632	1462	1285	1201	1190	1128	1121	1064	1051	1040	1048	1048	1028	1009
82	1852	1429	1269	1105	998	922	852	791	747	726	701	672	651	622	597
83	2697	2031	2041	1970	1870	1742	1642	1583	1515	1451	1429	1402	1375	1360	1333
84	2083	1892	1775	1707	1644	1539	1472	1413	1344	1280	1232	1186	1205	1218	1211
85	1829	1800	1640	1496	1350	1294	1209	1173	1127	1104	1094	1079	1049	1019	992
86	1840	1672	1424	1409	1331	1273	1181	1095	1026	968	912	866	827	791	755

Tabla 3.4.7 Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad. Estación Carrizal

		Distribución				
Archivo: CARR1	$g=1.63$	Normal	Lognormal	Gumbel	Gama	Exponencial
Momentos	2 parámetros	3074.11	1864.62	2065.26	2167.19	1799.85
	3 parámetros		1872.36		1894.26	
Máxima	2 parámetros		1714.02	2288.66		4404.21
Verosimilitud	3 parámetros				4232.85	
Doble Gumbel					1278.3	
CARR2 $g=1.60$						
Momentos	2 parámetros	2763.11	1659.65	1844.6	1936.13	1624.27
	3 parámetros		1681.84		1711.7	
Máxima	2 parámetros		1485.03	2036.34	14802.36	3909.51
Verosimilitud	3 parámetros				3756.93	
Doble Gumbel					1160.8	
CARR3 $g=1.60$						
Momentos	2 parámetros	2399.09	1426.84	1573.47	1672.71	1420.35
	3 parámetros		1434.57		1479.73	
Máxima	2 parámetros		1256.02	1713.46	13637.96	3671.4
Verosimilitud	3 parámetros				3529.84	
Doble Gumbel					1128.8	
CARR4 $g=1.58$						
Momentos	2 parámetros	2168.89	1330.48	1442.5	1537.97	1366.36
	3 parámetros		1334.92		1391.45	
Máxima	2 parámetros		1178.41	1545.3	12748.56	3468.35
Verosimilitud	3 parámetros				3336.8	
Doble Gumbel					1153.8	
CARR5 $g=1.64$						
Momentos	2 parámetros	2087.67	1307.7	1413.33	1504.37	1347.99
	3 parámetros		1304.4		1375.04	
Máxima	2 parámetros		1175.38	1505.75	12066.82	3250.6
Verosimilitud	3 parámetros				3131.25	

**Tabla 3.4.7 (continuación) Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad.
Estación Carrizal**

Archivo: CARR6 $g=1.53$		Distribución				
		Normal	Lognormal	Gumbel	Gama	Exponencial
Momentos	2 parámetros	1864.25	1180.71	1256.85	1341.1	1262.25
	3 parámetros		1189.8		1252.55	
Máxima	2 parámetros		1045.7	1346.13	11444.35	3087.9
Verosimilitud	3 parámetros				2971.35	

CARR7 $g=1.48$						
Momentos	2 parámetros	1744.27	1094.28	1162.82	1244.43	1186.55
	3 parámetros		1108.67		1163.37	
Máxima	2 parámetros		957.39	1217.19	10929.73	2894.09
Verosimilitud	3 parámetros				2782.44	

CARR8 $g=1.46$						
Momentos	2 parámetros	1677.23	1053.65	1118.29	1193.82	1149.9
	3 parámetros		1070.74		1121.27	
Máxima	2 parámetros		919.21	1171.05	10516.33	2735.55
Verosimilitud	3 parámetros				2629.14	

CARR9 $g=1.43$						
Momentos	2 parámetros	1591.84	1014.97	1069.4	1140.58	1117.72
	3 parámetros		1031.59		1079.11	
Máxima	2 parámetros		890.42	1108.99	10126.98	2644.69
Verosimilitud	3 parámetros				2541.86	

CARR10 $g=1.33$						
Momentos	2 parámetros	1428.22	919.5	952.16	1022.19	1050.23
	3 parámetros		938.21		977.83	
Máxima	2 parámetros		804.57	966.69	9754.44	2594.49
Verosimilitud	3 parámetros				2490.71	

Tabla 3.4.7 (continuación) Error cuadrático con diferentes distribuciones de probabilidad.
Estación Carrizal

Archivo: CARR11 g=1.23		Distribución				
		Normal	Lognormal	Gumbel	Gama	Exponencial
Momentos	2 parámetros	1307.55	833.35	852.35	915.35	989.12
	3 parámetros		854		885.18	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		720.07	852.57	9502.18	2520.6
	3 parámetros				2416.16	

CARR12 g=1.17						
Momentos	2 parámetros	1232.39	777.76	788.26	847.22	945.54
	3 parámetros		798.42		822.35	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		664.75	783.23	9274.55	2423.72
	3 parámetros				2319.58	

CARR13 g=1.15						
Momentos	2 parámetros	1197.84	771.41	777.91	831.88	936.02
	3 parámetros		789.13		811.31	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		669.98	770.72	9050.11	2358.58
	3 parámetros				2256.38	

CARR14 g=1.14						
Momentos	2 parámetros	1174.36	782.8	783.2	830.94	948.2
	3 parámetros		794.83		812.48	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		697.68	774.02	8870.35	2305.52
	3 parámetros				2205.23	

CARR15 g = 1.14						
Momentos	2 parámetros	1168.88	801.03	799.16	842.39	961.78
	3 parámetros		809.36		826.92	
Máxima Verosimilitud	2 parámetros		725.87	792.26	8712.89	2262.99
	3 parámetros				2164.89	

Tabla 3.4.8 Parámetros de las distribuciones dobleGumbel y lognormal. Estación Carrizal

Distribución DobleGumbel

Duración	a1	c1	a2	c2	p
1	-1617.3	379.9	-3674.5	1276	0.85
2	-1446.5	347.5	-3357.1	1100	0.85
3	-1349.2	330	-3050.9	923	0.85
4	-1266.3	317	-2820.8	860	0.85

Distribución Lognormal (dos parámetros)

Duración	μ	σ
5	7.263	0.503
6	7.212	0.507
7	7.164	0.510
8	7.122	0.514
9	7.086	0.514
10	7.054	0.512
11	7.029	0.513
12	7.003	0.516
13	6.980	0.514
14	6.959	0.516
15	6.941	0.516

Tabla 3.4.9 Gastos medios máximos para diferentes duraciones y periodos de retorno, Tr
Estación Carrizal

DISTRIBUCION DOBLE GUMBEL

Tr	D	I		A		S	
		1	2	3	4		
5	2583.37	2342.29	2200.38	2073.73			
10	3648.44	3328.00	3047.24	2833.62			
20	4832.52	4356.45	3892.58	3608.77			
40	5845.70	5229.25	4623.47	4286.26			
50	6156.98	5496.28	4846.25	4493.77			
100	7086.24	6297.36	5519.17	5120.91			
1000	10063.23	8865.42	7672.18	7127.44			
10000	13005.13	11401.43	9800.78	9109.56			

DISTRIBUCION LOGNORMAL POR MAXIMA VEROSIMILITUD (2 PARAMETROS)

Tr	D		I		A		S	
	5	6	7	8	9	10		
5	2180.04	2076.06	1984.04	1909.67	1841.86	1780.7		
10	2719.74	2593.59	2481.95	2393.76	2308.74	2229.85		
20	3265.42	3117.51	2986.62	2885.34	2782.83	2685.51		
40	3829.17	3659.34	3509.08	3395.05	3274.41	3157.62		
50	4014.2	3837.29	3680.77	3562.7	3436.09	3312.83		
100	4606.5	4407.26	4231.02	4100.48	3954.73	3810.48		
1000	6772.27	6494.91	6249.75	6078.38	5862.22	5638.55		
10000	9422.97	9055.65	8731.27	8517.65	8214.6	7889.36		

Tr	D		I		A		S	
	11	12	13	14	15			
5	1738.68	1698.72	1657.36	1625.22	1595.47			
10	2178.34	2131.21	2077.46	2038.68	2001.50			
20	2624.79	2570.73	2504.03	2458.80	2414.10			
40	3087.13	3026.77	2946.34	2894.66	2842.17			
50	3239.23	3176.82	3091.81	3038.06	2983.02			
100	3727.01	3658.35	3558.46	3498.22	3434.98			
1000	5519.96	5331.26	5274.72	5192.13	5098.88			
10000	7729.36	7620.8	7391.24	7283.78	7153.49			

Tabla 3.4.10 Gastos medios diarios, Qd, para diferentes duraciones y periodos de retorno, Tr.
Estación Carrizal

duración d	Tr = 5 años		Tr = 10 años		Tr = 20 años		Tr = 40 años	
	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s
1	2583	2583	3648	3648	4833	4833	5846	5846
2	2342	2101	3328	3008	4356	3880	5229	4613
3	2200	1917	3047	2486	3893	2965	4623	3412
4	2074	1694	2834	2193	3609	2757	4286	3275
5	2180	2605	2720	2264	3265	1892	3829	2001
6	2076	1556	2594	1963	3118	2378	3659	2810
7	1984	1432	2482	1812	2987	2201	3509	2608
8	1910	1389	2394	1776	2885	2176	3395	2597
9	1842	1299	2309	1629	2783	1963	3274	2309
10	1781	1230	2230	1520	2686	1810	3158	2107
11	1739	1318	2178	1663	2625	2018	3087	2382
12	1699	1259	2131	1613	2571	1976	3027	2363
13	1657	1161	2077	1432	2504	1704	2946	1981
14	1625	1207	2039	1535	2459	1871	2895	2223
15	1595	1179	2002	1481	2414	1788	2842	2107

duración d	Tr = 50 años		Tr = 100 años		Tr=1000 años		Tr=10000 años	
	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s	Qmed m3/s	Qd m3/s
1	6157	6157	7086	7086	10063	10063	13005	13005
2	5496	4836	6297	5508	8865	7668	11401	9798
3	4846	3546	5519	3963	7672	5286	9801	6599
4	4494	3436	5121	3926	7127	5493	9110	7036
5	4014	2096	4607	2549	6772	5352	8423	10677
6	3837	2953	4407	3411	6495	5108	8056	7219
7	3681	2742	4231	3174	6250	4779	8731	6785
8	3563	2736	4100	3187	6078	4879	8518	7022
9	3436	2423	3955	2789	5862	4133	8215	5790
10	3313	2203	3810	2512	5639	3626	7889	4962
11	3239	2503	3727	2892	5520	4334	7729	6129
12	3177	2490	3658	2903	5331	3256	7621	6427
13	3092	2072	3558	2360	5275	4596	7391	4637
14	3038	2339	3498	2715	5192	4118	7284	5887
15	2983	2212	3435	2550	5099	3793	7153	5329

Tabla 3.4.11 Gastos medios diarios reordenados, Qord, para varias duraciones, d, y periodos de retorno, Tr. Estación Carrizal

duración d	Tr = 5 años		Tr = 10 años		Tr = 20 años		Tr = 40 años	
	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s
1	2583	1179	3648	1481	4833	1788	5846	2107
2	2101	1207	3008	1535	3880	1871	4613	2223
3	1917	1161	2486	1432	2965	1704	3412	1981
4	1694	1318	2193	1663	2757	2018	3275	2382
5	2605	1389	2264	1776	1892	2176	2001	2597
6	1556	1556	1963	1963	2378	2378	2810	2810
7	1432	1917	1812	2486	2201	2965	2608	3412
8	1389	2101	1776	3008	2176	3880	2597	4613
9	1299	2583	1629	3648	1963	4833	2309	5846
10	1230	1694	1520	2193	1810	2757	2107	3275
11	1318	2605	1663	2264	2018	1892	2382	2001
12	1259	1432	1613	1812	1976	2201	2363	2608
13	1161	1299	1432	1629	1704	1963	1981	2309
14	1207	1230	1535	1520	1871	1810	2223	2107
15	1179	1259	1481	1613	1788	1976	2107	2363

duración d	Tr = 50 años		Tr = 100 años		Tr=1000 años		Tr=10000 años	
	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s	Qd m3/s	Qord m3/s
1	6157	2339	7086	2715	10063	4118	13005	5887
2	4836	2072	5508	2360	7668	4596	9798	4637
3	3546	2503	3963	2892	5286	4334	6599	6129
4	3436	2736	3926	3187	5493	4879	7036	7022
5	2096	2953	2549	3411	5352	5108	10677	7219
6	2953	3546	3411	3963	5108	5286	7219	6599
7	2742	4836	3174	5508	4779	7668	6785	9798
8	2736	6157	3187	7086	4879	10063	7022	13005
9	2423	3436	2789	3926	4133	5493	5790	7036
10	2203	2096	2512	2549	3626	5352	4962	10677
11	2503	2742	2892	3174	4334	4779	6129	6785
12	2490	2423	2903	2789	3256	4133	6427	5790
13	2072	2203	2360	2512	4596	3626	4637	4962
14	2339	2490	2715	2903	4118	3256	5887	6427
15	2212	2212	2550	2550	3793	3793	5329	5329

Figura 3.4.6 · Avenida histórica del año de 1973

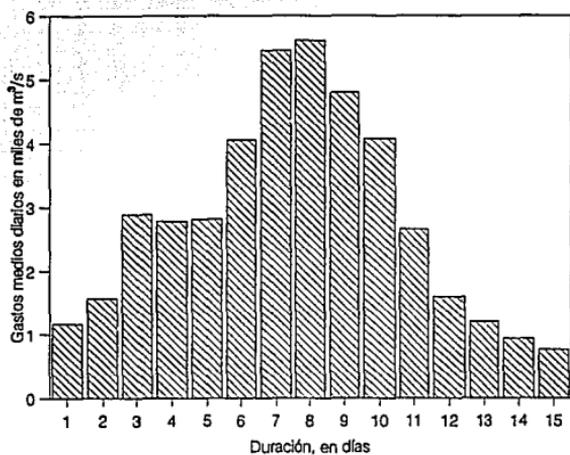


Figura 3.4.7 Avenida de diseño para 10 y 100 años de periodo de retorno, Tr. Presa Aguamilpa

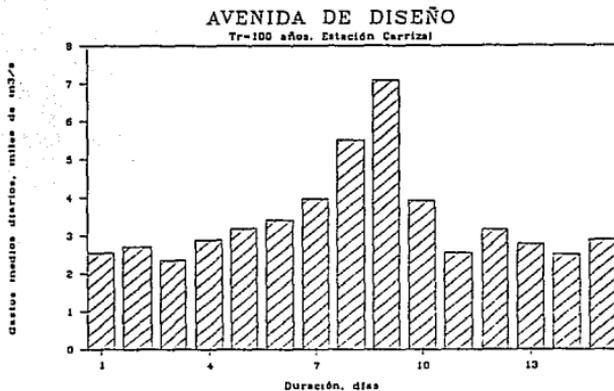
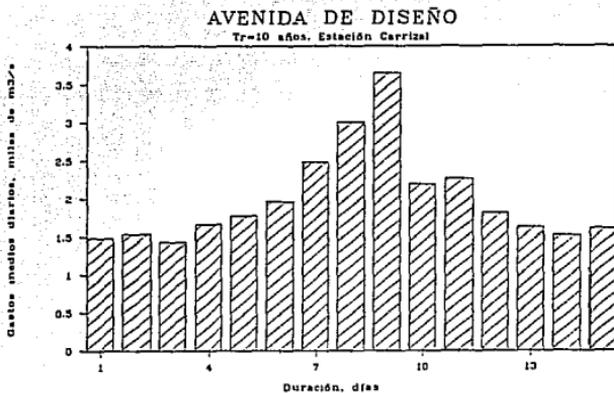
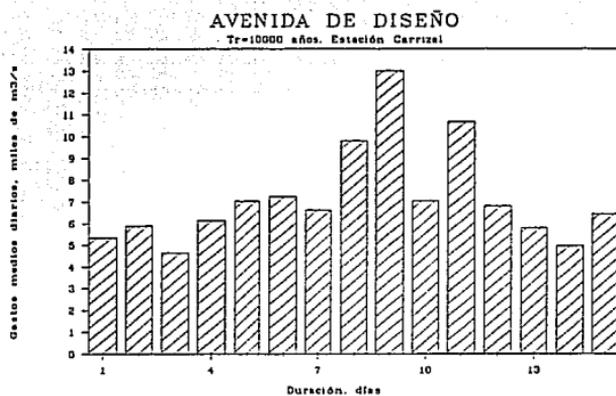


Figura 3.4.8 Avenida de diseño para 10000 años de periodo de retorno, Tr. Presa Agumilpa



3.5 COMENTARIOS

En esta parte se presenta un análisis comparativo de los métodos descritos en el capítulo III, enfocado a mostrar la necesidad del desarrollo del método que se propone en esta tesis.

- *Método Sudafricano*

En el caso del método sudafricano, los autores proponen el manejo del gasto pico y volumen como variables para el cálculo de la avenida de diseño, por medio de su correlación y considerando una función de distribución de probabilidad conjunta. Con un determinado periodo de retorno y para un coeficiente de correlación, desviación estandar y media, previamente calculados con datos de la zona de interés, se obtienen como resultado (con ayuda de la *tabla 3.1.1*) tres avenidas con probabilidades condicionadas de volumen de excedencia del 75, 50 y 25%, respectivamente.

El principal inconveniente de este método es que no explica como elegir alguna de las tres avenidas resultantes puesto que tal y como se observa en la *figura 3.1.3*, la duración entre ellas difiere notablemente, lo cual impide contar con un hidrograma que permita tomar decisiones confiables acerca de la capacidad de descarga del vertedor y del volumen de regulación del vaso de la presa.

Este método es un tanto complicado (por el uso de la función de distribución conjunta) en comparación con el método del Instituto de Ingeniería y CFE y con el método modificado (*capítulo IV*), el cual calcula el gasto máximo y la elevación de descarga máxima en el diseño de obras hidráulicas para el control de inundaciones.

- *Método Inglés*

El método inglés presenta algunas semejanzas con el del Instituto de Ingeniería y la CFE pues considera la forma de la avenida, por medio de la duración y el volumen, por medio del cálculo de los gastos medios máximos anuales.

Inclusive, el concepto de radio de reducción puede aplicarse al método del I.I. y CFE como una innovación para mejorarlo.

Sin embargo, cabe considerar que el método inglés se desarrolló para periodos de retorno relativamente pequeños (iguales o menores de 100 años) por lo que la forma de la avenida se asimila a un promedio de los valores registrados históricamente, sin tomar en cuenta las variaciones respecto al promedio. Esta situación no beneficia al diseñador cuando requiere proyectar obras hidráulicas con periodos de retorno mayores de 100 años como es el caso de presas con gran capacidad de regulación.

Su procedimiento resulta ser sencillo, aunque requiere de una basta información histórica para obtener buenos resultados. El problema que se encuentra es que los autores, aún cuando hacen rigurosos análisis, no definen la forma del hidrograma resultante, no obstante que dicho factor fue tomado en cuenta para conocer el gasto para un determinado periodo de retorno y duración.

Además, tal como sucede con el método sudafricano, tampoco contempla el cálculo del gasto máximo y la elevación de descarga máxima en el diseño de obras hidráulicas para el control de inundaciones.

- *Método de Mayoración*

El método de "mayoración" o "tradicional" es un método práctico, de uso generalizado en México, en el que llama la atención la sencillez de su procedimiento. Funciona adecuadamente en presas con poca capacidad de regulación donde la avenida de llegada al vaso es prácticamente igual a la que sale por los vertedores; sin embargo, en su procedimiento únicamente contempla el gasto máximo, lo cual resulta una gran desventaja cuando se requiere diseñar una presa para el control de inundaciones con gran capacidad de regulación, pues en estos casos, el gasto no es el único parámetro importante a considerar para que la presa logre regular adecuadamente las avenidas.

- *Método del I.I. y CFE*

El método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la CFE (método original), es una alternativa atractiva para el cálculo de avenidas de diseño pues uno de sus propósitos es definir la forma de la avenida. El método tiene, dentro de su procedimiento, un aspecto subjetivo con respecto a la forma, y se refiere al paso reordenar los gastos individuales, obtenidos con la *ecuación 3.4.2*. Dicho reordenamiento se hace de acuerdo con la máxima avenida histórica ocurrida en la estación en estudio, pero en realidad, éste no necesariamente es el ordenamiento de la avenida de diseño. Por esta razón fue necesario establecer un procedimiento sistemático como se propone en este trabajo.

Por otra parte, el método propuesto por el I.I. y la CFE no contempla como resultado directo, el gasto y la elevación de descarga sobre el vertedor, los cuales (como se comentará con mayor detalle en las conclusiones del *capítulo VI*) son tan o más importantes que la avenida de diseño que ingresa al vaso de una presa.

CAPITULO IV MODIFICACIONES PROPUESTAS AL MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA Y LA C.F.E.

Como se comentó anteriormente, el método del I.I. y la C.F.E requiere de una apreciación subjetiva para la fase de reordenamiento de los gastos medios diarios. Por ese motivo, en este capítulo se propone un procedimiento sistemático para el manejo de éstos.

Con objeto de facilitar la explicación del procedimiento, se seguirá utilizando el ejemplo de San Juan Tetelcingo y se hará una segunda aplicación a la presa de Aguamilpa.

4.1 DESARROLLO DEL MÉTODO Y APLICACIÓN AL SITIO SAN JUAN TETELCINGO

El procedimiento consiste básicamente en analizar las opciones de reordenamiento de los gastos medios diarios que se presentaron con mayor frecuencia en las avenidas máximas históricas registradas. Se comienza por realizar los 3 pasos siguientes:

1) Se analiza el registro de gastos medios diarios *GMD* de cada año y se definen las fechas de la avenida máxima anual. Así, por ejemplo, para el año 1970, la avenida máxima ocurrió entre el 4 y el 13 de agosto (1ª columna de la *tabla 4.1*).

Tabla 4.1 Ejemplo para asignar el número de orden a los gastos

AÑO: 1970. MES: AGOSTO		
Día	GMD. m ³ /s	No. Orden
4	537	6
5	672	5
6	917	3
7	917	2
8	947	1
9	700	4
10	504	7
11	868	8
12	749	9
13	560	10

2) Con los valores de gasto medio diario registrado cada día de la avenida, se forma la segunda columna de la tabla.

3) Finalmente, la tercera columna de la tabla se forma asignando a cada gasto medio diario un número de acuerdo con el orden en que fueron seleccionados para obtener los promedios máximos en 1, 2, 3 días, etc. Así, al 5º día de la avenida (8 de agosto) le corresponde el valor más grande (947) y por tanto el número de orden 1. Al 7 de agosto, con un gasto de 917, le corresponde el 2 y así sucesivamente hasta terminar la 3ª columna de la tabla.

Para saber qué ordenamientos ocurrieron con mayor frecuencia, se repiten los pasos 1 al 3 para cada año de todo el registro histórico (ver por ejemplo, la *tabla 4.2*, obtenida con los datos de los años 1951, 1952 y 1953).

Como el número de ordenamientos posibles es igual a 2^{n-1} , donde n es la duración total de la avenida en días (en el caso de San Juan, para $n=10$ días, $2^9=512$) es conveniente trabajar únicamente con los ordenamientos de los días de

Tabla 4.2 Gastos medios diarios registrados y número de orden correspondiente, para los años 1951, 1952 y 1953

Año 1951	No.Orden	Año 1952	No.Orden	Año 1953	No.Orden
373	6	670	10	347	6
611	4*	710	9	484	1
490	3*	905	6	459	2
577	2	941	5	420	3
686	1	1023	4	464	4
442	5	1121	1	365	5
357	7	1079	2	297	7
349	8	1029	3	339	8
275	9	841	7	380	9
234	10	733	8	383	10

* nótese que a pesar de que 611 > 490, el valor de 490 fue seleccionado primero para formar los tres valores consecutivos máximos

Tabla 4.3 Frecuencia relativa de las combinaciones de gastos

Combinaciones	Frec. = f	fr = f/Σf	Nuevo fr
I	1234	5	139
II	2134	2	056
III	3124	5	139
IV	3214	2	056
V	4123	7	194
VI	4213	5	139
VII	4312	4	111
VIII	4321	6	167
	Σf = 36		

Las regiones sombreadas corresponden a combinaciones descartadas

mayor gasto. Así, para San Juan Tetelcingo se trabajó con los cuatro días consecutivos de mayor gasto (como se marca en la *tabla 4.2*), lo que da 8 combinaciones posibles, y se encontró el número de avenidas máximas anuales que

corresponden a cada combinación. Los resultados obtenidos se muestran en la *tabla 4.3*.

Como se puede observar, la combinación V tiene mayor frecuencia relativa, mientras que las combinaciones II, IV y VII son las de menor frecuencia, por lo que estas últimas se descartaron como posibles ordenamientos de los gastos individuales, quedando un total de 5 combinaciones (I, III, V, VI, VIII). En la última columna se recalcularon las frecuencias relativas f_r considerando estas 5 combinaciones.

Por otro lado, con el mismo grupo de datos, se calculó el promedio por renglón del total de los números de orden, como se muestra, a manera de ejemplo, en la *tabla 4.4* para los años 1951 a 1953.

Tabla 4.4 Ejemplo del promedio calculado por renglón de los gastos medios diarios

Año 1951	No. Orden	Año 1952	No. Orden	Año 1953	No. Orden	Promedio
373	6	670	10	347	6	$(6+10+6)/3=7$
611	4	710	9	484	1	$(4+9+1)/3=5$
490	3	905	6	459	2	$(3+6+2)/3=4$
577	2	941	5	420	3	3
686	1	1023	4	464	4	3
442	5	1121	1	365	5	3
357	7	1079	2	297	7	5
349	8	1029	3	339	8	6
275	9	841	7	380	9	8
234	10	733	8	383	10	9

En la *tabla 4.5* se muestran los valores promedio, para 10 días de duración, calculados por renglón para los 36 años de registro de la estación San Juan Tetelcingo.

Los promedios menores corresponden a los días 4, 5, 6 y 7, por lo que a estos días se les asignaron las combinaciones de los 4 días máximos; en adición,

Tabla 4.5 Valores promedio calculados por renglón. Presa San Juan Tetelcingo

Día	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°
Promedio	8	6	5	4	3	4	4	5	7	9

tomando en cuenta el valor relativo de los promedios, el quinto gasto se asignó al día 8, el sexto al día 3, el séptimo al 2, el octavo al 9, el noveno al 1 y el décimo al 10. De esta forma se obtuvieron las cinco opciones de ordenamiento que se muestran en la *tabla 4.6*. Dichas opciones de ordenamiento se aplicaron a los gastos individuales *Q_{día}* con periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 1000 y 10000 años calculados previamente (*tabla 3.4.5*); las avenidas obtenidas se muestran en la *tabla 4.7*.

Tabla 4.6 Combinaciones elegidas para reordenar los gastos medios diarios

No. Comb	Días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	9	7	6	4	1	2	3	5	8	10
II	9	7	6	1	2	3	4	5	8	10
III	9	7	6	3	1	2	4	5	8	10
IV	9	7	6	4	2	1	3	5	8	10
V	9	7	6	4	3	2	1	5	8	10

La región sombreada corresponde a las posibles combinaciones de los primeros 4 gastos individuales más grandes, para formar un hidrograma

En seguida se transitaron dichas avenidas por el vaso de la presa. Las curvas elevación-capacidad y elevación-gasto de descarga, necesarias para el tránsito (*figura 4.1*) fueron creadas con datos supuestos, con objeto de poder transitar las avenidas y describir el método. El tránsito comenzó con el nivel del agua 1 metro sobre la cresta del vertedor.

Las gráficas correspondientes al tránsito de las avenidas de diseño con 100

años de periodo de retorno aparecen en las *figuras 4.2 a la 4.4*. En la *tabla 4.8* se presentan los gastos máximos de descarga $Q_{sm\acute{a}x}$ obtenidos y las cargas máximas $H_{m\acute{a}x}$ correspondientes, para varios periodos de retorno.

4.1.1 Conclusiones

De los resultados obtenidos en la *tabla 4.8*, se concluye que los gastos máximos de descarga, así como las cargas máximas, varían muy poco para diferentes combinaciones de ordenamiento de los gastos individuales, de tal forma que es posible tomar directamente los valores del gasto y la carga máxima obtenidos de cualquier combinación; sin embargo si se requiere mayor precisión, se puede calcular su valor esperado utilizando la *ecuación 4.1*.

$$E(Q_{sm\acute{a}x}) = \sum_{k=1}^N Q_{sm\acute{a}x}(k) \cdot fr(k) \quad 4.1$$

donde

- $E(Q_{sm\acute{a}x})$ valor esperado del gasto máximo de descarga (gasto de diseño del vertedor)
- $Q_{sm\acute{a}x}(k)$ gasto máximo de descarga para la alternativa de ordenamiento $N^{\circ} k$
- $fr(k)$ frecuencia relativa fr correspondiente al ordenamiento k
- N número de alternativas de ordenamiento

Para aplicar la *ecuación 4.1*, se utilizaron nuevas frecuencias relativas debido a que se eliminaron las tres combinaciones de menor frecuencia. Los valores esperados del gasto máximo de descarga máxima y la carga máxima sobre el vertedor se muestran también en la *tabla 4.8*; se comprueba en los cocientes de $Q_{sm\acute{a}x}/E(Q_{sm\acute{a}x})$ y $H_{m\acute{a}x}/E(H_{m\acute{a}x})$ (cuarta y sexta columnas, respectivamente), que la diferencia entre ambos valores respecto a su valor esperado no es mucha. Sin embargo, en el caso de otras presas dicha diferencia puede llegar a ser grande.

Tabla 4.7 Combinaciones de reordenamiento de los gastos individuales, Qdía, para varios periodos de retorno. Estación San Juan Tetelcingo

d	Qdía	Alternativas de reordenamiento				
		I	II	III	IV	V
Tr=5 años						
1	1401	729	729	729	729	729
2	1187	745	745	745	745	745
3	1027	767	767	767	767	767
4	910	910	1401	1027	910	910
5	811	1401	1187	1401	1187	1027
6	767	1187	1027	1187	1401	1187
7	745	1027	910	910	1027	1401
8	749	811	811	811	811	811
9	729	749	749	749	749	749
10	649	649	649	649	649	649
Tr=10 años						
1	1642	859	859	859	859	859
2	1391	868	868	868	868	868
3	1204	885	885	885	885	885
4	1046	1046	1642	1204	1046	1046
5	932	1642	1391	1642	1391	1204
6	885	1391	1204	1391	1642	1391
7	868	1204	1046	1046	1204	1642
8	877	932	932	932	932	932
9	859	877	877	877	877	877
10	748	748	748	748	748	748
Tr=50 años						
1	2126	1120	1120	1120	1120	1120
2	1799	1110	1110	1110	1110	1110
3	1558	1122	1122	1122	1122	1122
4	1321	1321	2126	1558	1321	1321
5	1167	2126	1799	2126	1799	1558
6	1122	1799	1558	1799	2126	1799
7	1110	1558	1321	1321	1558	2126
8	1142	1167	1167	1167	1167	1167
9	1120	1142	1142	1142	1142	1142
10	939	939	939	939	939	939

Tabla 4.7 (continuación) Combinaciones de reordenamiento de los gastos individuales, Qdía, para varios periodos de retorno. Estación San Juan Tetelcingo

d	Qdía	Alternativas de reordenamiento				
		I	II	III	IV	V
Tr=100 años						
1	2312	1228	1228	1228	1228	1228
2	1956	1220	1220	1220	1220	1220
3	1702	1220	1220	1220	1220	1220
4	1417	1417	2312	1702	1417	1417
5	1260	2312	1956	2312	1956	1702
6	1220	1956	1702	1956	2312	1956
7	1220	1702	1417	1417	1702	2312
8	1218	1260	1260	1260	1260	1260
9	1228	1218	1218	1218	1218	1218
10	1026	1026	1026	1026	1026	1026
Tr=1000 años						
1	2898	1482	1482	1482	1482	1482
2	2452	1540	1540	1540	1540	1540
3	2133	1545	1545	1545	1545	1545
4	1730	1730	2898	2133	1730	1730
5	1464	2898	2452	2898	2452	2133
6	1545	2452	2133	2452	2898	2452
7	1540	2133	1730	1730	2133	2898
8	1612	1464	1464	1464	1464	1464
9	1482	1612	1612	1612	1612	1612
10	1120	1120	1120	1120	1120	1120
Tr=10000 años						
1	3409	1910	1910	1910	1910	1910
2	2885	1600	1600	1600	1600	1600
3	2510	1769	1769	1769	1769	1769
4	1725	1725	3409	2510	1725	1725
5	1501	3409	2885	3409	2885	2510
6	1769	2885	2510	2885	3409	2885
7	1600	2510	1725	1725	2510	3409
8	1683	1501	1501	1501	1501	1501
9	1910	1683	1683	1683	1683	1683
10	1262	1262	1262	1262	1262	1262

Tabla 4.8 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño con 5 alternativas de ordenamiento para varios periodos de retorno. Estación San Juan Tetelcingo

Alternativa, k	Q _{emáx}	Q _{smáx}	Q _{smáx} / E(Q _{smáx})	H _{máx}	H _{máx} / E(H _{máx})	f _r
Tr=5 años						
I	1401	1145	0.99	2.33	0.99	0.179
II	1401	1114	0.96	2.27	0.96	0.179
III	1401	1162	1.00	2.36	1.00	0.250
IV	1401	1182	1.02	2.39	1.02	0.179
V	1401	1194	1.03	2.42	1.03	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		1162		2.36		
Tr=10 años						
I	1642	1337	0.98	2.69	0.98	0.179
II	1642	1302	0.96	2.62	0.96	0.179
III	1642	1359	1.00	2.73	1.00	0.250
IV	1642	1381	1.02	2.77	1.02	0.179
V	1642	1396	1.03	2.80	1.03	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		1358		2.73		
Tr=50 años						
I	2126	1718	0.98	3.37	0.99	0.179
II	2126	1676	0.96	3.30	0.97	0.179
III	2126	1751	1.00	3.42	1.00	0.250
IV	2126	1776	1.02	3.46	1.01	0.179
V	2126	1797	1.03	3.50	1.02	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		1748		3.42		
Tr=100 años						
I	2312	1865	0.98	3.61	0.98	0.179
II	2312	1822	0.96	3.54	0.97	0.179
III	2312	1904	1.00	3.68	1.00	0.250
IV	2312	1929	1.02	3.72	1.01	0.179
V	2312	1952	1.03	3.76	1.03	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		1899		3.67		
Tr=1000 años						
I	2898	2325	0.98	4.35	0.98	0.179
II	2898	2277	0.96	4.27	0.97	0.179
III	2898	2378	1.00	4.43	1.00	0.250
IV	2898	2404	1.01	4.47	1.01	0.179
V	2898	2430	1.03	4.51	1.02	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		2368		4.41		
Tr=10000 años						
I	3409	2683	0.97	4.89	0.98	0.179
II	3409	2657	0.97	4.85	0.97	0.179
III	3409	2779	1.01	5.03	1.01	0.250
IV	3409	2781	1.01	5.04	1.01	0.179
V	3409	2818	1.02	5.09	1.02	0.214
Valor Esperado E(Q_{smáx})		2751		4.99		

Figura 4.1 Curvas elevación - capacidad del vaso, y elevación - gasto de descarga para el tránsito de avenidas. San Juan Tetelcingo

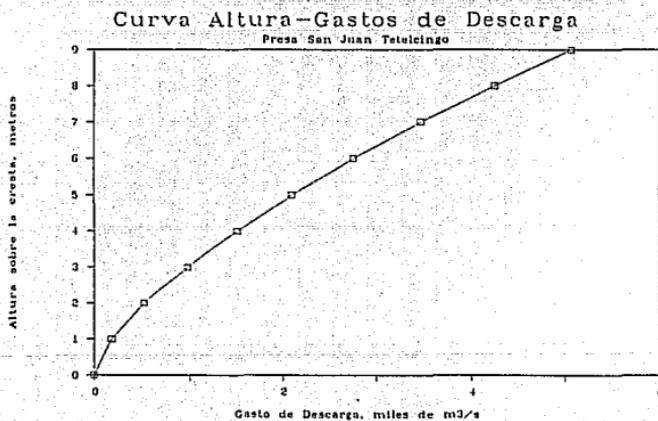
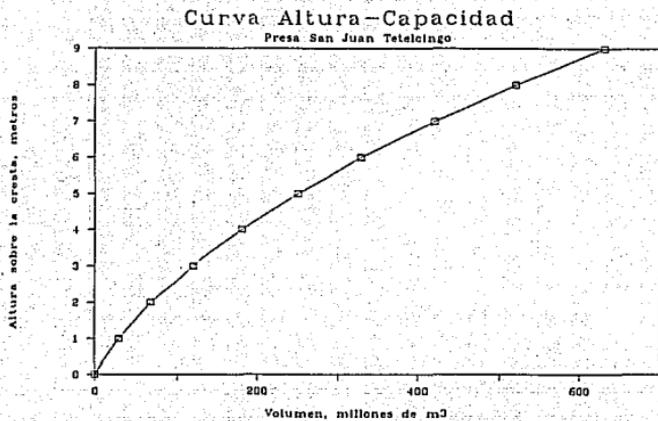


Figura 4.2 Tránsito de las combinaciones I y II de la avenida de diseño con 100 años de periodo de retorno. Estación San Juan Tetelcingo

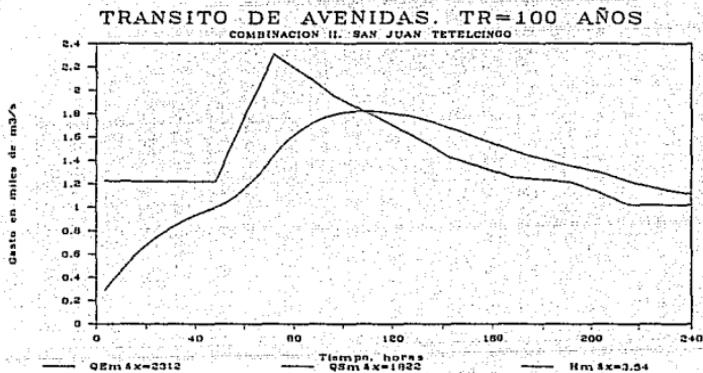
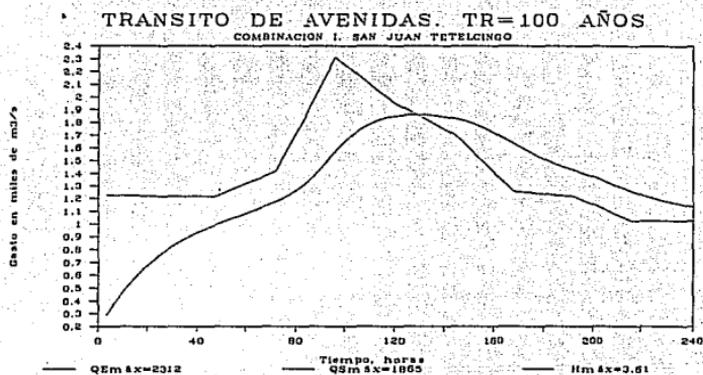


Figura 4.3 Tránsito de las combinaciones III y IV de la avenida de diseño con 100 años de periodo de retorno. Estación San Juan Tetelcingo

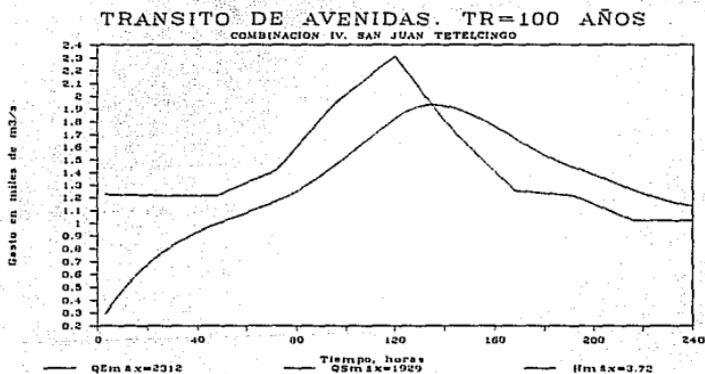
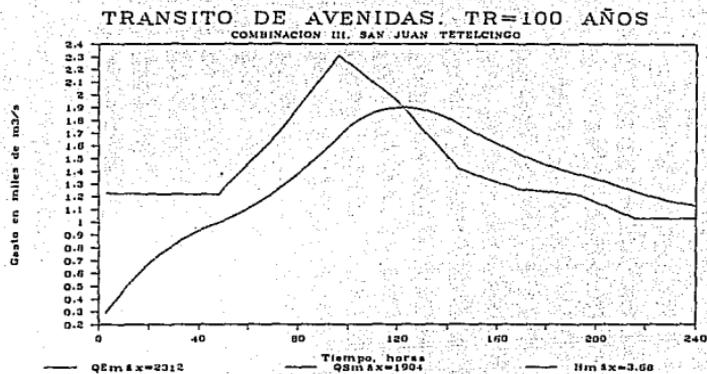
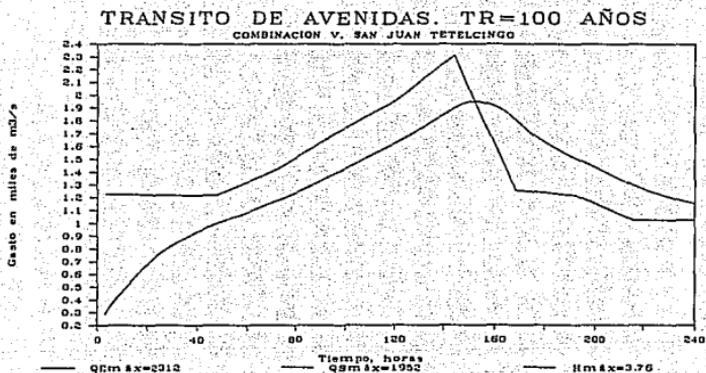


Figura 4.4 Tránsito de la combinación V de la avenida de diseño con 100 años de periodo de retorno. Estación San Juan Tetelcingo



4.2 APLICACIÓN A LA PRESA AGUAMILPA

En el caso de la presa Aguamilpa, se analizó la frecuencia de los distintos ordenamientos de los cinco valores individuales máximos consecutivos, lo cual da $2^{n-1} = 2^4 = 16$ ordenamientos posibles. Además, se consideraron 15 días de duración en el análisis por renglón de la muestra de gastos medios diarios. En la *tabla 4.2.1* se presentan las frecuencias absolutas f y relativas fr encontradas para cada combinación. Se observa que las combinaciones 3, 4, 6, 7, 9, 10, 13 y 14 tienen frecuencias bajas (aparecen como renglones sombreados), por lo que se descartaron, dejando ocho combinaciones para el reordenamiento de los gastos individuales (1, 2, 5, 8, 11, 12, 15 y 16). En la última columna aparece la frecuencia relativa recalculada para dichas combinaciones.

Tabla 4.2.1 Frecuencias para 16 combinaciones de gastos medios diarios

No.	Combinación	f	$fr = f/Nf$	Nuevo fr
1	12345	6	0.133	0.182
2	51234	5	0.111	0.152
3	54123	1	0.022	
4	54312	2	0.044	
5	31245	3	0.067	0.091
6	54213	2	0.044	
7	54321	0	0	
8	52134	5	0.111	0.152
9	53214	2	0.044	
10	41235	1	0.022	
11	43125	3	0.067	0.091
12	42135	3	0.067	0.091
13	43215	2	0.044	
14	21345	2	0.044	
15	32145	5	0.111	0.152
16	53124	3	0.067	0.091
		$\Sigma f = 45$	0.998	

Las regiones sombreadas corresponden a combinaciones descartadas

Adicionalmente, se calculó el promedio por renglón de los números de orden, con duración de 15 días con el mismo procedimiento que para San Juan tetelcingo (*subcapítulo 4.1*). Los resultados se muestran en la *tabla 4.2.2*.

Tabla 4.2.2 Cálculo del promedio por día de los números de orden

<i>Día</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
<i>Prom</i>	11	10	9	8	7	6	6	6	6	6	7	8	9	10	12

De acuerdo con el orden relativo de los promedios, se decidió considerar a las ocho alternativas de los 5 gastos mayores consecutivos en los días 6 al 10, y los demás gastos con el orden que se indica en la *tabla 4.2.3*. Los ocho ordenamientos se aplicaron a los gastos individuales con periodos de retorno de 50 y 100 años. Los gastos reordenados se muestran en la *tabla 4.2.4*.

Tabla 4.2.3 Formas de ordenamiento de los gastos medios diarios

<i>Día</i>	1	2	3	4	5	6-10	11	12	13	14	15
<i>Orden</i>	15	14	10	8	6	8 formas de combinar los 5 primeros números de orden	7	9	11	12	13

Una vez obtenidas las avenidas, se procedió a simular su tránsito por el vaso de la presa utilizando las curvas elevación-capacidad del vaso y elevación-descarga controlada sobre el vertedor que se muestran en la *figura 4.2.1*. Los resultados del tránsito para ambos periodos de retorno se muestran en la *tabla 4.2.5*, y en las *figuras 4.2.2 a la 4.2.5* los hidrogramas de ingreso y egreso para 100 años de periodo de retorno.

Se observa en la *tabla 4.2.5*, que para 50 años de periodo de retorno, la diferencia entre los valores mínimo (alternativa 2) y máximo (alternativa 7) de los gastos máximos de descarga $Q_{sm\acute{a}x}$ es del 1.3 %, mientras que para $Tr = 100$ años, la diferencia es del 0.6 % (al mínimo valor le corresponde la alternativa 2 y al máximo, la alternativa 5), lo cual indica que es posible usar cualquier alternativa de

Tabla 4.2.4 Combinaciones del reordenamiento de los gastos medios diarios con 50 y 100 años de periodo de retorno. Estación Carrizal

Tr = 50 años

Duración d	Qdía m3/s	Combinación							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	6157	2212	2212	2212	2212	2212	2212	2212	2212
2	4836	2339	2339	2339	2339	2339	2339	2339	2339
3	3546	2203	2203	2203	2203	2203	2203	2203	2203
4	3436	2736	2736	2736	2736	2736	2736	2736	2736
5	2096	2953	2953	2953	2953	2953	2953	2953	2953
6	2953	6157	2096	3546	2096	3436	3436	3546	2096
7	2742	4836	6157	6157	4836	3546	4836	4836	3546
8	2736	3546	4836	4836	6157	6157	6157	6157	6157
9	2423	3436	3546	3436	3546	4836	3546	3436	4836
10	2203	2096	3436	2096	3436	2096	2096	2096	3436
11	2503	2742	2742	2742	2742	2742	2742	2742	2742
12	2490	2423	2423	2423	2423	2423	2423	2423	2423
13	2072	2503	2503	2503	2503	2503	2503	2503	2503
14	2339	2490	2490	2490	2490	2490	2490	2490	2490
15	2212	2072	2072	2072	2072	2072	2072	2072	2072

Tr=100 años

Duración d	Qdía m3/s	Combinación							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	7086	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550
2	5508	2715	2715	2715	2715	2715	2715	2715	2715
3	3963	2512	2512	2512	2512	2512	2512	2512	2512
4	3926	3187	3187	3187	3187	3187	3187	3187	3187
5	2549	3411	3411	3411	3411	3411	3411	3411	3411
6	3411	7086	2549	3963	2549	3926	3926	3963	2549
7	3174	5508	7086	7086	5508	3963	5508	5508	3963
8	3187	3963	5508	5508	7086	7086	7086	7086	7086
9	2789	3926	3963	3926	3963	5508	3963	3926	5508
10	2512	2549	3926	2549	3926	2549	2549	2549	3926
11	2892	3174	3174	3174	3174	3174	3174	3174	3174
12	2903	2789	2789	2789	2789	2789	2789	2789	2789
13	2360	2892	2892	2892	2892	2892	2892	2892	2892
14	2715	2903	2903	2903	2903	2903	2903	2903	2903
15	2550	2360	2360	2360	2360	2360	2360	2360	2360

Tabla 4.2.5 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño. $T_r=50$ y 100 años

No. Combinación	$Q_{em\acute{a}x}$	$Q_{sm\acute{a}x}$	$H_{m\acute{a}x}$
$T_r=50$ años			
1	6157	3328.2	5.41
2	6157	3314.6	5.16
3	6157	3351.1	5.82
4	6157	3323.3	5.32
5	6157	3356.5	5.92
6	6157	3356.7	5.92
7	6157	3356.9	5.93
8	6157	3338.0	5.88
$T_r=100$ años			
1	7086	3436.3	7.69
2	7086	3436.0	7.69
3	7086	3451.7	7.89
4	7086	3441.0	7.75
5	7086	3456.8	7.95
6	7086	3456.1	7.94
7	7086	3456.1	7.94
8	7086	3451.3	7.88

ordenamiento para ambos periodos de retorno, sin cometer errores significativos. En el caso de los valores de elevación máxima $H_{m\acute{a}x}$, el porcentaje de diferencia fue del 13% y 3.3 % para 50 y 100 años, respectivamente. El error fue mayor debido que la descarga sobre el vertedor es controlada, por lo que a pequeños incrementos en el gasto le corresponden incrementos mayores en la carga sobre el vertedor (figura 4.2.1).

Si se requiere contar con mayor precisión, es posible calcular el valor esperado con la ecuación 4.1, tomando en cuenta las 8 alternativas de cada periodo de retorno. De esta forma se obtiene un gasto máximo de descarga y una elevación máxima de 3345 m³/s y 225.59 m, para 50 años, y 3453 m³/s y 227.84 m, para 100 años, respectivamente.

Por otro lado, en vista de lo observado en la forma de las avenidas históricas, se analizaron todavía más casos de posibles ordenamientos. En la tabla 4.2.6 se presentan los resultados del tránsito correspondientes a las 24 alternativas [3 formas de ubicar en el hidrograma los 5 gastos máximos de la avenida (al principio, en medio o al final), por 8 posibles ordenamientos], para periodos de retorno de 50 y 100 años, respectivamente; en ellos se observa que el mínimo valor extremo, para ambos periodos de retorno, corresponden a las combinaciones número 1. En cuanto al máximo valor extremo, corresponden a las combinaciones 23 (para $T_r=50$ años) y 21 (para $T_r=100$ años).

Sin embargo, como se observa en la figura 4.2.6 la combinación 1 no permite contar con una completa conformación del hidrograma puesto que comienza con el gasto máximo de la avenida. Así, dicha conformación se elimina y se sustituye por

la número 2.

Para uniformizar el tránsito de las avenidas con alternativas extremas y con varios periodos de retorno (5, 10, 20, 40, 50, 100, 1000 y 10000 años) se optó por elegir como valores extremos las combinaciones 2 y 21. No obstante, se tuvieron problemas similares a la avenida con combinación 1 (*figura 4.2.6*), para 5 y 10000 años de periodo de retorno, por lo que en este caso se cambió a las combinaciones 3 y 20.

Al transitar las avenidas de diseño, se encontraron los resultados extremos que aparecen en las *figuras 4.2.7 y 4.2.8* con respecto a la variable transformada:

$$z = -\ln \ln (Tr/Tr-1)$$

Se observa que en el caso de los gastos máximos de descarga la diferencia entre los valores de las dos curvas para las alternativas 2, 3 y 20, 21 es mínima (tal como se vió en los porcentajes de error de la *tabla 4.2.5*), mientras que en el caso de la elevación máxima, la diferencia se incrementa debido a que, a un cambio pequeño de incremento de gasto de descarga le corresponde un incremento grande en la elevación (ver *figura 4.2.1*).

Tabla 4.2.6 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño con 50 y 100 años de periodo de retorno. Estación Carrizal

No Combinación	Tr=50 años			Tr=100 años		
	Q _{emáx}	Q _{smáx}	H _{máx}	Q _{emáx}	Q _{smáx}	H _{máx}
1	6157	3209.6	3.73	7086	2245.0	5.26
2	6157	3294.9	4.81	7086	3378.7	6.96
3	6157	3301.1	4.92	7086	3355.1	6.66
4	6157	3306.2	5.01	7086	3389.3	7.09
5	6157	3317.5	5.22	7086	3381.0	6.99
6	6157	3312.6	5.13	7086	3366.9	6.81
7	6157	3311.0	5.1	7086	3365.5	6.79
8	6157	3324.4	5.34	7086	3405.3	7.30
9	6157	3328.2	5.41	7086	3436.3	7.69
10	6157	3314.6	5.16	7086	3436.0	7.69
11	6157	3351.1	5.82	7086	3451.7	7.89
12	6157	3323.3	5.32	7086	3441.0	7.75
13	6157	3356.5	5.92	7086	3456.8	7.95
14	6157	3356.7	5.92	7086	3456.1	7.94
15	6157	3356.9	5.93	7086	3456.1	7.94
16	6157	3338.0	5.58	7086	3451.3	7.88
17	6157	3336.4	5.56	7086	3462.7	8.03
18	6157	3327.5	5.39	7086	3463.4	8.04
19	6157	3358.6	5.95	7086	3475.0	8.18
20	6157	3335.4	5.54	7086	3467.5	8.09
21	6157	3361.5	6.01	7086	3479.4	8.24
22	6157	3363.6	6.04	7086	3479.2	8.24
23	6157	3363.7	6.05	7086	3479.3	8.24
24	6157	3349.6	5.79	7086	3475.5	8.19

Nota: las regiones sombreadas corresponden a los valores extremos mínimo y máximo

Figura 4.2.1 Curvas elevación - capacidad del vaso, y elevación - gasto de descarga para el tránsito de avenidas por el vaso de la presa Aguamilpa

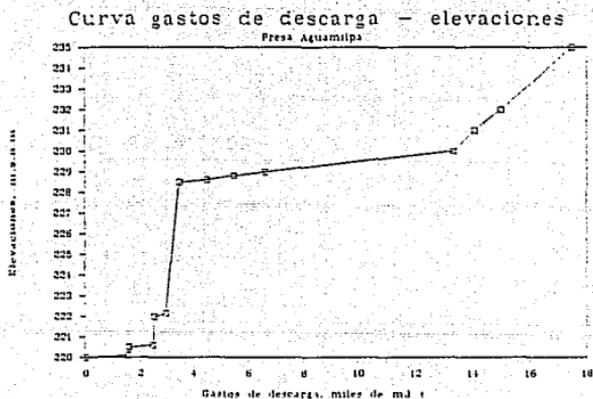
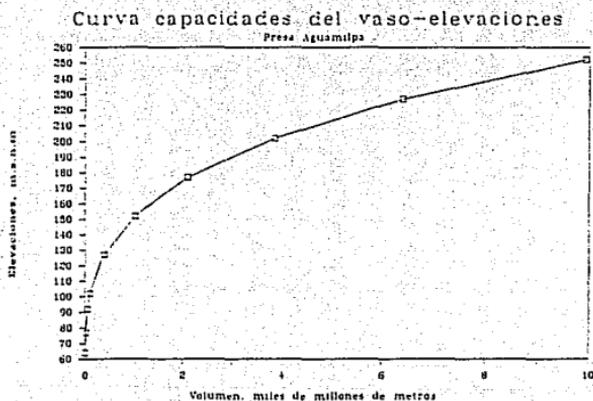


Figura 4.2.2 Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 1 y 2, $T_r = 100$ años. Presa Aguamilpa

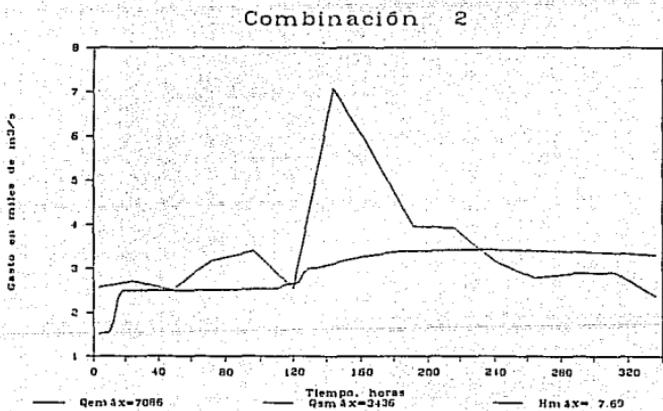
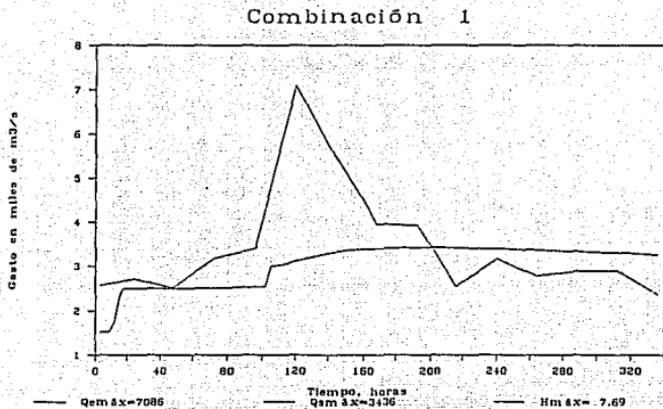


Figura 4.2.3 Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 3 y 4, $T_r = 100$ años. Presa Agumilpa

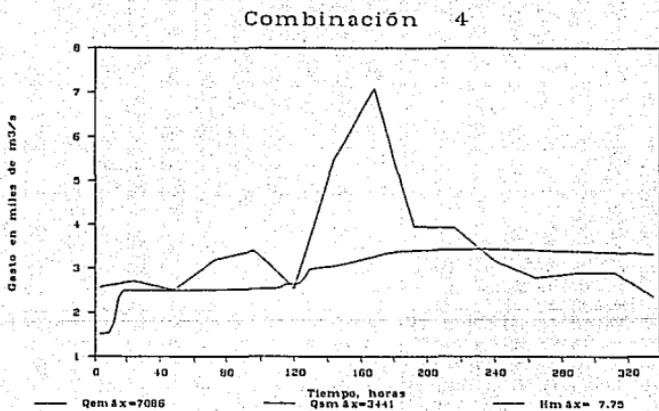
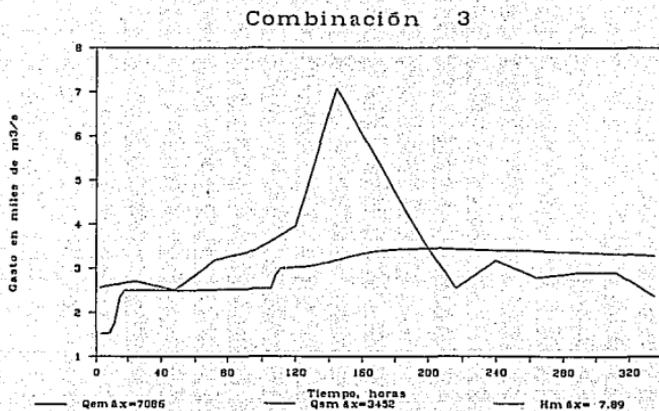


Figura 4.2.4 Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 5 y 6, $T_r = 100$ años. Presa Aguamilpa

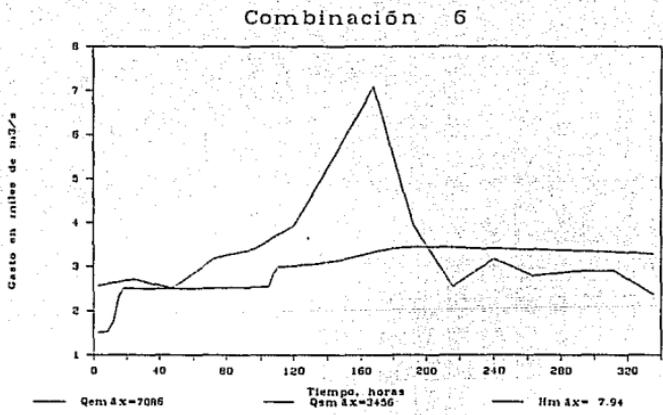
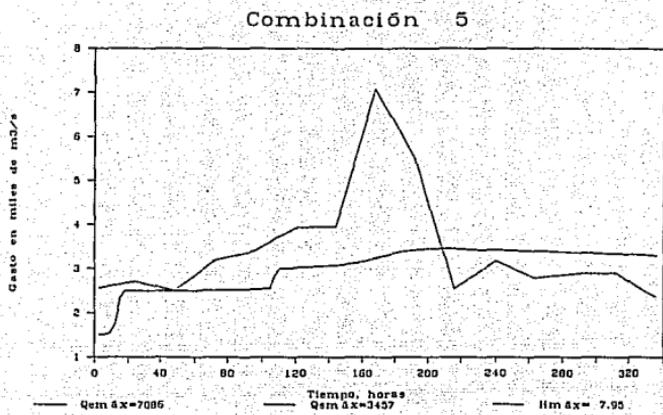


Figura 4.2.5 Tránsito de las avenidas de diseño con combinaciones 7 y 8, $T_r = 100$ años. Presa Agumilpa

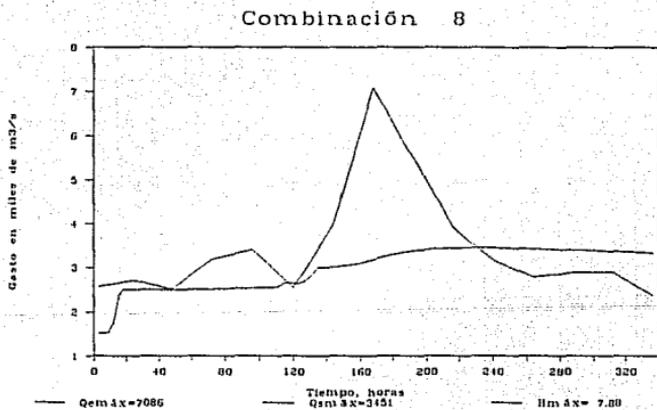
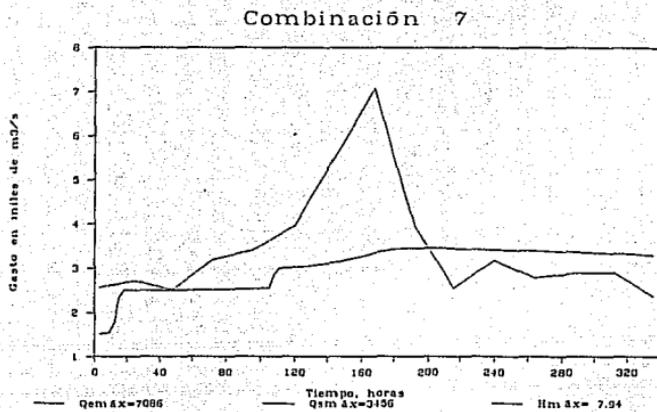
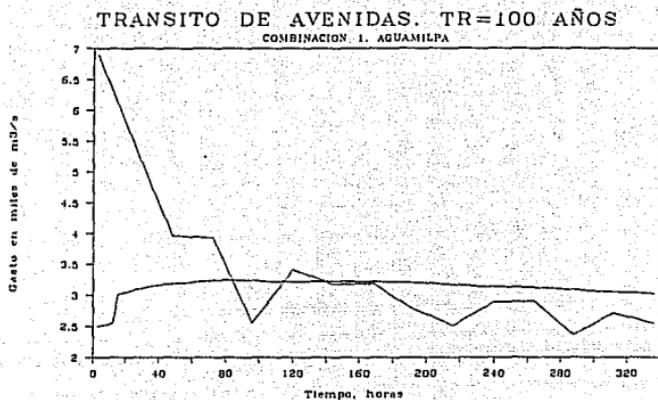


Figura 4.2.6 Hidrograma truncado con la combinación 1, $T_r = 100$ años, Presa Aguamilpa



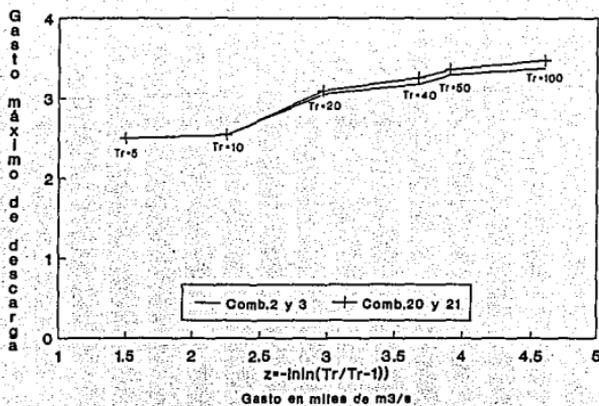


Figura 4.2.7 Comparación de valores extremos de gasto máximo de descarga

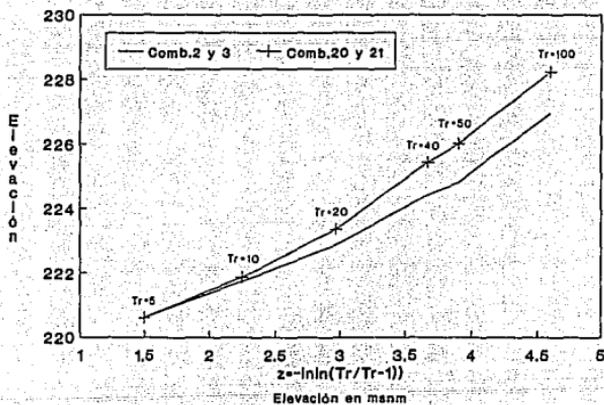


Figura 4.2.8 Comparación de valores extremos de elevación

CAPITULO V COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE MAYORACIÓN, EL ORIGINAL Y EL MODIFICADO

Este capítulo trata sobre la comparación de los tres principales métodos expuestos en esta tesis para el cálculo de las avenidas de diseño. Dicho métodos son el método de mayoración, el método del II y CFE, al que se denominará método original, y el mismo método pero modificado con el procedimiento que se propone en esta tesis.

Dicha comparación está encaminada a conocer la efectividad de los métodos en el proceso de diseño de alguna obra hidráulica para el control de inundaciones, así como las ventajas y desventajas de un método respecto a los otros, en la medida de lo posible.

5.1 SITIO SAN JUAN TETELcingo, COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON DISTINTOS MÉTODOS

Con objeto de comprobar la congruencia de los resultados obtenidos con el método original del II y la CFE, con el procedimiento complementario propuesto en este trabajo, así como con el método tradicional (mayoración); se realizó un análisis más detallado de las principales avenidas históricas. En este caso se analizarán las correspondientes al sitio de San Juan-Tetelcingo, sobre el río Balsas.

La comparación se realizó en un intervalo de 2 a 100 años de periodo de retorno debido a que la muestra del registro de la estación era de 36 años y por lo tanto no existen posibilidades de comparación para periodos de retorno mayores.

Se partió de la base de que, si se trabaja en presas con gran capacidad de regulación, el orden de importancia de las avenidas históricas no puede definirse considerando únicamente la magnitud del gasto máximo. Por este motivo, para definir las avenidas históricas más desfavorables, se procedió de la forma siguiente:

Los gastos medios máximos anuales correspondientes a cada duración (*tabla 3.4.2*) se ordenaron de mayor a menor para construir la *tabla 5.1*. Al consultar la *tabla 3.4.2* para saber a que año corresponde cada gasto se encuentra que, para una duración de 1 día, el gasto máximo maximorum (2044 m³/s) corresponde al año de 1976, el segundo gasto en orden de importancia (1871 m³/s) corresponde al año de 1973, el tercero (1773 m³/s) al año de 1955, el cuarto (1714 m³/s) a 1969 y el quinto (1694 m³/s) a 1967. De la misma forma se procedió con las demás duraciones (de 2 a 10 días), para encontrar los años cuyos gastos aparecen en los primeros cinco lugares de la *tabla 5.1*.

En la *tabla 5.2* se muestran los gastos correspondientes a los 5 años de mayor importancia, para duraciones de 1, 2, 3, 4 y 10 días. Como se observa, a medida que se consideran más días de duración (concretamente a partir de tres días), el año de 1955 se coloca en primer lugar, el año de 1969 en segundo lugar y 1973 en cuarto lugar; mientras que el tercero y quinto lugar, pueden ser ocupados por los años 1967, 1971, 1976 ó 1984.

Para elegir las 5 avenidas históricas máximas de entre las siete escogidas (1955, 1969, 1973, 1967, 1971, 1976, y 1984) en forma preliminar, se procedió a transitarlas por el vaso. El gasto máximo de descarga $Q_{sm\acute{a}x}$ y la carga máxima $H_{m\acute{a}x}$ obtenidos para los siete años se muestran en la *tabla 5.3*.

Tabla 5.1 Gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones ordenados de mayor a menor. Estación San Juan Tetelcingo

AÑO	DIAS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1951	686	631	584	591	561	530	505	486	462	439
1952	1122	1100	1076	1063	1039	1016	991	959	931	908
1953	484	471	454	457	438	423	405	397	395	394
1954	1248	1082	984	930	885	838	807	772	736	723
1955	1773	1717	1650	1594	1509	1470	1423	1410	1393	1356
1956	1006	821	737	682	693	702	669	639	616	607
1957	723	574	526	517	479	461	459	468	449	434
1958	1438	1294	1050	939	913	887	869	861	879	890
1959	1557	1415	1356	1270	1180	1099	1068	1018	964	918
1960	953	858	841	846	827	812	797	776	754	717
1961	771	746	730	692	667	643	619	598	577	558
1962	838	814	700	624	578	551	530	512	501	491
1963	680	631	607	582	549	525	494	470	452	435
1964	701	649	566	520	485	456	434	432	443	438
1965	1025	973	985	975	939	901	854	820	795	789
1966	756	714	650	622	598	572	551	528	501	475
1967	1694	1627	1580	1455	1342	1244	1148	1070	1009	967
1968	793	695	662	617	576	534	494	462	457	487
1969	1714	1629	1529	1451	1380	1343	1291	1285	1274	1232
1970	947	932	927	870	831	782	742	758	757	737
1971	1286	1226	1165	1131	1082	1041	1056	1023	1001	968
1972	1107	1024	940	884	842	808	773	742	717	696
1973	1871	1654	1551	1357	1237	1162	1138	1108	1048	993
1974	1316	1246	1161	1116	1055	997	947	922	918	876
1975	937	930	844	802	765	770	779	779	763	735
1976	2044	1740	1469	1306	1193	1087	1003	934	872	820
1977	926	849	761	747	697	649	597	554	518	498
1978	584	548	534	506	484	468	473	474	462	452
1979	964	890	801	738	675	652	620	600	585	563
1980	1148	1130	1055	992	918	848	809	773	730	693
1981	1248	1090	1027	1023	996	957	940	923	904	885
1982	397	324	278	244	221	212	206	202	193	183
1983	770	749	739	725	726	715	689	666	643	617
1984	1675	1586	1468	1330	1227	1150	1087	1051	1064	1062
1985	878	800	753	706	667	615	575	560	560	557
1986	305	270	247	228	223	217	209	202	195	193

Tabla 5.2 Cinco gastos máximos para diferentes duraciones y años correspondientes

1 día	Año	2 días	Año	3 días	Año	4 días	Año	10 días	Año
2044	1976	1740	1955	1650	1955	1594	1955	1356	1955
1871	1973	1717	1967	1580	1969	1455	1969	1232	1969
1773	1955	1654	1973	1551	1967	1451	1967	1062	1984
1714	1969	1629	1969	1529	1973	1357	1973	993	1973
1694	1967	1627	1976	1469	1984	1330	1984	968	1971

Tabla 5.3 Tránsito de las avenidas históricas, variable estandarizada

Año	Q _{emáx}	Vol. total d = 10 días	Q _{smáx}	H _{máx}	m	Tr	z
1955	1773	1.13E10 ⁹	1553	3.089	1	37	3.6
1969	1714	1.07E10 ⁹	1511	3.019	2	18.5	2.9
1973	1871	858.21E ⁶	1480	2.962	3	12.33	2.5
1967	1694	778.29E ⁶	1465	2.934	4	9.25	2.2
1984	1675	823.99E ⁶	1401	2.811	5	7.40	1.9
1976	2044	706.67E ⁶	1374	2.760	6	6.17	1.7
1971	1286	830.30E ⁶	1149	2.332	7	5.29	1.6

De acuerdo con los valores de gasto máximo de descarga obtenidos, el mayor corresponde a 1955, el segundo a 1969, el tercero a 1973, el cuarto a 1967 y el quinto a 1984, por lo que éstos resultan ser las 5 avenidas históricas de mayor importancia por su volumen y su forma. Dichas avenidas históricas (de un total de $n = 36$ años) les corresponde, según el orden de importancia m , los valores de periodo de retorno $Tr = (n + 1)/m$ y la variable estandarizada $z = -ln (ln (Tr/Tr - 1))$ que también se indican en la *tabla 5.3*. Sus respectivas gráficas aparecen en las *figuras 5.1 a 5.3*.

Por otro lado, también se transitaron las avenidas de 2, 5, 10, 20, 40, 50, 100, 1000 y 10000 años de periodo de retorno obtenidas con el ordenamiento seleccionado en el *subcapítulo 3.4.1* (método del I.I. y CFE aplicado a San Juan Tetelcingo), los resultados se muestran en la *tabla 5.4*.

Las gráficas de las avenidas de diseño para 10, 100 y 1000 años de periodo de retorno, obtenidas con el método original, se muestran en las *figuras 5.4 y 5.5*.

Tabla 5.4 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método original

T_r	$Q_{m\acute{a}x}$	$Vol. total$ $d = 10 \text{ días}$	$Q_{sm\acute{a}x}$	$H_{m\acute{a}x}$
2	1008	$681E10^3$	804.0	1.617
5	1401	$938.92E^3$	1107.1	2.253
10	1642	$1.10E^3$	1291.9	2.604
20	1859	$1.24E^3$	1458.8	2.922
40	2062	$1.37E^3$	1611.9	3.188
50	2126	$1.41E^3$	1659.9	3.268
100	2312	$1.53E^3$	1801.3	3.505
1000	2898	$1.91E^3$	2238.0	4.215
10000	3409	$2.19E^3$	2591.3	4.751

5.1.1 Conclusiones

En las *figuras 5.6 y 5.7* se muestra la comparación de los gastos máximos de descarga y las cargas máximas obtenidos con los distintos métodos. Los datos correspondientes al método del II y CFE (procedimiento original) aparecen en la curva como puntos; los correspondientes a los valores esperados, producto del ordenamiento sistemático propuesto en este trabajo (ver *tabla 4.8*) aparecen como asteriscos en la curva situada arriba de los datos del II y CFE. Finalmente, los valores de las cinco avenidas históricas más importantes, aparecen como valores puntuales en forma de cruz (+).

Al considerar el método tradicional, visto en el *capítulo III (subcapítulo 3.3)*, el cual implica multiplicar (mayorar) una avenida histórica por una constante igual a la relación entre el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno seleccionado y el gasto máximo de la avenida histórica; se calculó y transitó la avenida de diseño obtenida con este método para un periodo de retorno de 50 años, suponiendo que se mayoran la avenida histórica con mayor volumen (año 1955) y

la de mayor pico (año 1976) (ver figura 5.8).

En la siguiente tabla se muestran los valores del hidrograma de ambas avenidas históricas

Avenida	Hidrograma, gasto en m ³ /s									
1955	1022	1426	1773	1661	1517	1167	1278	1140	1315	1263
1976	816	2044	1436	926	742	558	501	448	380	348

Una vez conocido el valor del gasto para 50 años de periodo de retorno, el cual aparece en la tabla 5.4 con un valor de 2126 m³/s, se procedió a calcular el factor FA como a continuación se indica:

$$FA_{1955} = \frac{2126}{1773} = 1.199$$

$$FA_{1976} = \frac{2126}{2044} = 1.040$$

Cada valor del hidrograma histórico se multiplicó por el factor FA y se obtuvieron las avenidas mayoradas de la tabla siguiente

Avenida mayorada	Hidrograma, gasto en m ³ /s									
1955	1225	1710	2126	1992	1819	1399	1532	1367	1577	1514
1976	849	2126	1493	963	772	580	521	466	395	362

Posteriormente, las avenidas mayoradas para 50 años de periodo de retorno se transitaron y se obtuvieron los resultados que a continuación se muestran

$T_r = 50$ años $z = 3.90$	$Q_{em\acute{a}x}$ mayorado	$Q_{sm\acute{a}x}$ mayorado	$H_{m\acute{a}x}$ mayorado
Año 1955	2126	1832	3.56
Año 1976	2126	1383	2.78

Los valores correspondientes al gasto de descarga, se muestran también en las *figuras 5.6 y 5.7*. Se observa una marcada diferencia entre ambos valores a pesar de que corresponden al mismo periodo de retorno (50 años), de tal forma que si la mayoración se hace con la avenida de 1955, se sobrestima el gasto de descarga y si se hace con la avenida de 1976 se subestima dicho gasto.

En síntesis, los resultados que se presentan en forma resumida en las *figuras 5.6 y 5.7* permiten llegar a las siguientes conclusiones:

- Los puntos correspondientes a las cinco avenidas históricas se aproximan a las curvas obtenidas con el procedimiento original propuesto por el Instituto de Ingeniería y la CFE y con el de ordenamiento sistemático propuesto en este trabajo (valor esperado). En ambos casos, los gastos obtenidos para cuatro avenidas históricas, son un poco mayores que los que resultan de los métodos; en cambio, en el caso de la avenida histórica de 1955, sucede lo contrario.
- Los resultados correspondientes a estos dos métodos, son muy semejantes entre sí debido a que, como se mostró en la *tabla 4.8*, para el caso de San Juan Tetelcingo, los diversos ordenamientos prácticamente no influyen en los resultados. Esto probablemente se deba a que los valores de las curvas elevación- capacidad, elevación-gasto de descarga, necesarios para el tránsito, fueron supuestos. Sin embargo, aunque la diferencia en resultados es pequeña, se observa una mejoría con el método del valor esperado.
- El método de mayoración proporciona resultados poco confiables, que en gran medida dependen de la selección (subjetiva) de la avenida histórica que se utiliza.

Figura 5.1. Tránsito de las avenidas históricas de 1955 y 1969. San Juan Tetelcingo

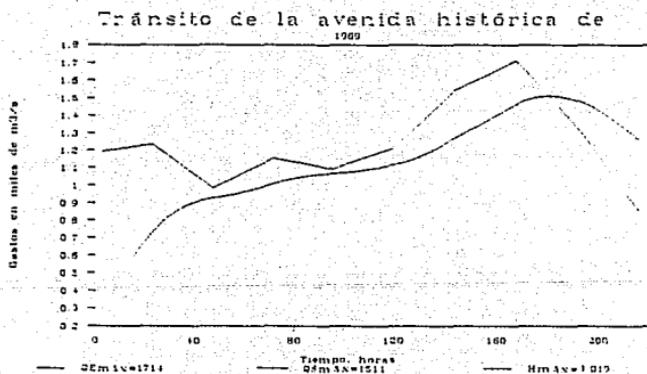
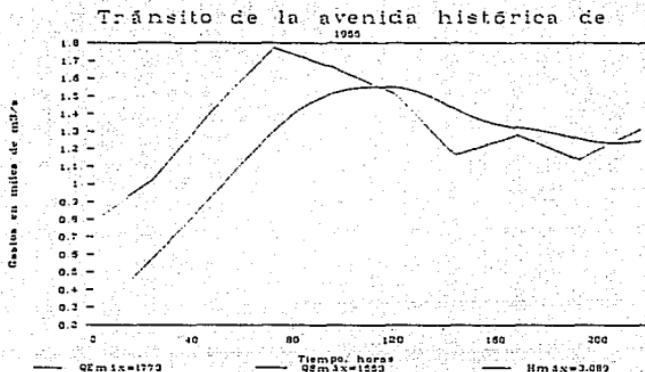


Figura 5.2 Tránsito de las avenidas históricas de 1973 y 1967. San Juan Tetelcingo

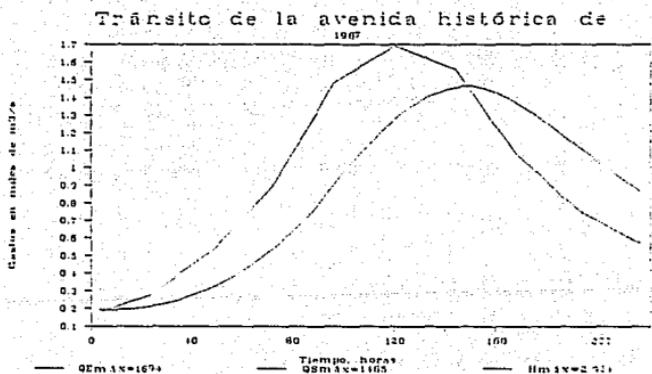
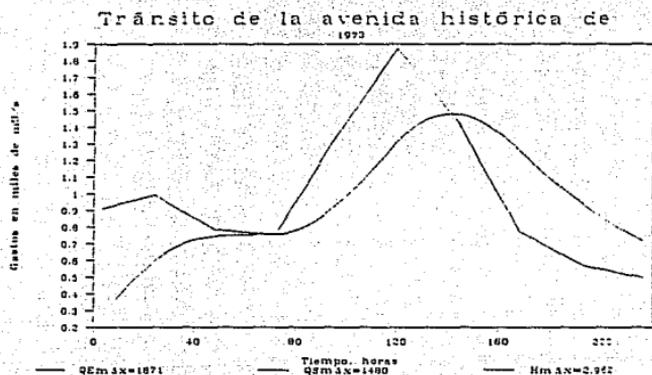


Figura 5.3 Tránsito de la avenida histórica de 1984 . San Juan Tetelcingo

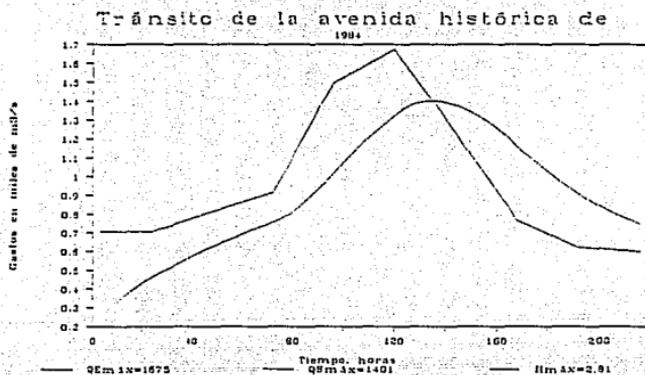


Figura 5.4 Tránsito de la avenida de diseño con 10 años de periodo de retorno

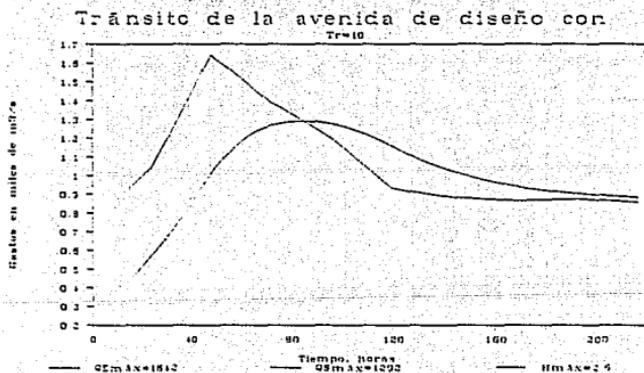
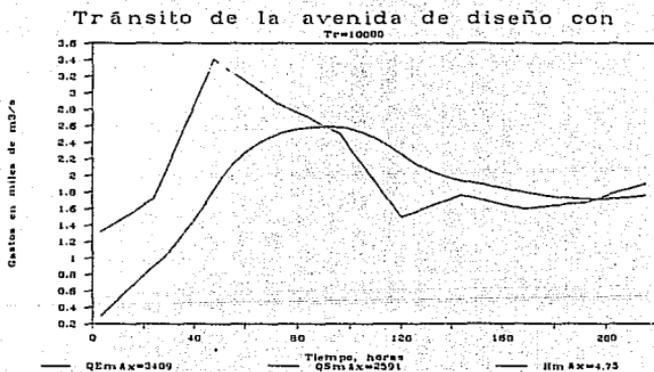
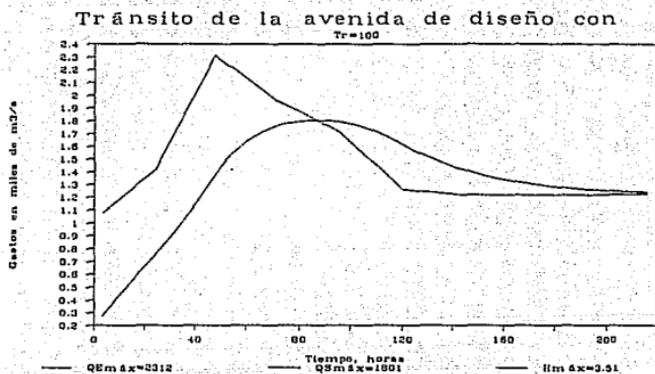


Figura 5.5 Tránsito de las avenidas de diseño con 100 y 10000 años de periodo de retorno.
San Juan Tatelcingo



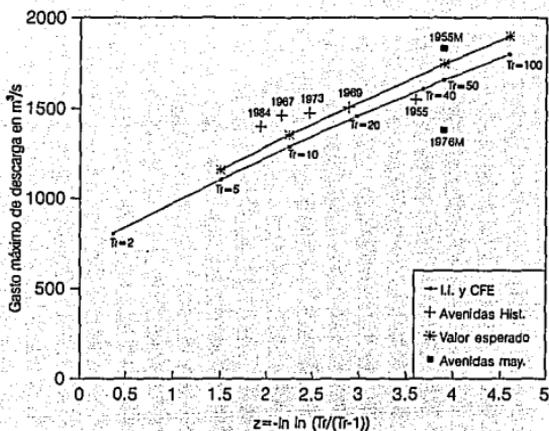


Figura 5.6: Comparación de gastos máximos de descarga

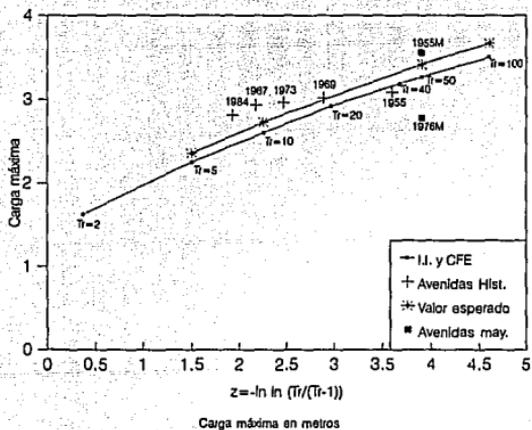


Figura 5.7: Comparación de cargas máximas

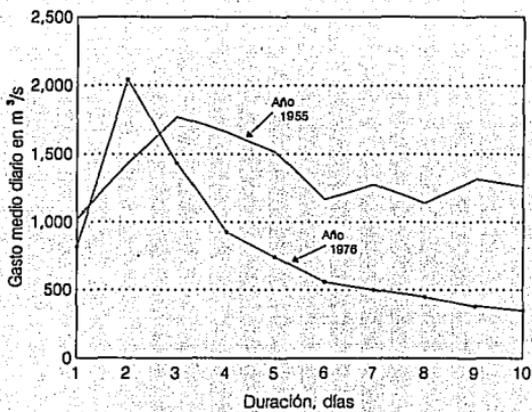


Figura 5.8 Avenidas históricas más importantes

5.2 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRESA AGUAMILPA

Con objeto de comparar los gastos de descarga y elevaciones máximas de las avenidas de diseño del método original y el método modificado (valor esperado) con las avenidas históricas más importantes; se transitaron estas últimas. Los resultados obtenidos en la *tabla 5.5* e ilustrados en las *figuras 5.9 a 5.11* indican que las 5 avenidas históricas más importantes por su volumen y su forma son las de los años 1973, 1967, 1943, 1975 y 1944, con los periodos de retorno y las variables transformadas que se muestran en la *tabla 5.6*.

Tabla 5.5 Resultados del tránsito de las avenidas históricas

Año	1943	1944	1965	1967	1973	1975
Qemáx	5913	3167	2789	4603	5613	3975
Qsmáx	3050	2544.3	2511	3126.6	3437.3	3001.7
Emáx	222.79	221.84	220.91	223.76	227.70	222.17

La zona sombreada indica el año que se descartó dentro de los años más importantes

Tabla 5.6 Periodo de retorno y variable transformada z para las avenidas históricas

m	Año	$Tr = (n + 1)/m$	$z = -\ln(-\ln(Tr/Tr-1))$
1	1973	47.00	3.84
2	1967	23.50	3.14
3	1943	15.67	2.72
4	1975	11.75	2.42
5	1944	9.40	2.19

Una vez conocidos los resultados relativos al tránsito de las avenidas históricas, se construyeron las *figuras comparativas 5.12 y 5.13*, para los gastos de descarga y elevaciones máximas, respectivamente. La curva que aparece con puntos corresponde a las avenidas de diseño obtenidas con el método original.

Dichos datos se obtuvieron al transitar las avenidas que se calcularon en el *subcapítulo 3.4.2* (método del I.I. y CFE aplicado a la presa Aguamilpa). Los resultados se muestran en la *tabla 5.7* para 5, 10, 12, 20, 50 y 100 años de periodo de retorno.

Tabla 5.7 Tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método del I.I. y CFE

<i>Tr</i>	<i>Qemáx</i>	<i>Qsmáx</i>	<i>Elev.máx.</i>
5	2605	2500	220.61
10	3648	2544.6	221.85
12	3983	3005.2	222.22
20	4833	3102.4	223.45
50	6157	3309.6	226.08
100	7086	3459.4	227.99

Por otro lado, para construir la curva de los valores esperados, representados por asteriscos (*), se tomaron las cifras de la *tabla 5.8*, producto de la aplicación del ordenamiento sistemático a los gastos medios diarios (*subcapítulo 4.2*).

Ambas curvas (tanto del I.I. y CFE como del valor esperado) se apegan bien a las avenidas históricas representadas por cruces; a excepción del año de 1973. Esto quiere decir que el criterio utilizado para reordenar los gastos individuales en el método original, aplicado a la presa Aguamilpa, resultó muy satisfactorio a pesar de tener aspectos subjetivos. Sin embargo, si se quiere mayor precisión, es posible hacer uso del valor esperado que se obtiene con el método modificado que se propone en este trabajo.

Así como se compararon gastos mayorados en las *figuras 5.6* y *5.7* para el caso del sitio San Juan Tetelcingo, también se hicieron algunas comparaciones en la presa Aguamilpa. Las avenidas históricas mayoradas fueron las de 1943 (5913 m³/s) y 1973 (5613 m³/s). Sus hidrogramas, con 15 días de duración (*figura 5.12*), muestran que, a pesar de tener aproximadamente el mismo gasto máximo, no sucede lo mismo con su volumen, pues la avenida de 1943 es más "angosta" que la de 1973.

Tabla 5.8 Tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el método del valor esperado

<i>Tr</i>	<i>Qemáx</i>	<i>Qsmáx</i>	<i>Elev.máx.</i>
5	2605	2500.3	220.61
10	3648	2543.8	221.83
12	3983	2941.52	222.14
20	4833	3082.30	223.20
50	6157	3282.56	225.74
100	7086	3444.2	227.79

En la *tabla 5.9* se muestran los valores de ambas avenidas sin mayorar y ya mayoradas, para un periodo de retorno de 50 años, sus representaciones gráficas aparecen en la *figura 5.12*. Los valores mayorados se obtuvieron al multiplicar cada gasto histórico por su respectivo factor de ajuste, los cuales se calcularon de la manera siguiente:

$$FA_{1943} = \frac{6157}{5913} = 1.0413$$

$$FA_{1973} = \frac{6157}{5613} = 1.0969$$

Donde el dividiendo es el valor del gasto máximo para un periodo de retorno de 50 años, obtenido de la *tabla 5.7*, y el divisor es el valor máximo de la avenida histórica. Las avenidas históricas mayoradas se transitaron con los resultados siguientes:

<i>Tr = 50 años</i> <i>z = 3.90</i>	<i>Qemáx.</i> <i>mayorado</i>	<i>Qsmáx.</i> <i>mayorado</i>	<i>Elev.máx.</i> <i>mayorada</i>
1943mayorado	6157	3069	223.02
1973mayorado	6157	4620	228.62

Tabla 5.9 Avenidas históricas sin mayorar y mayoradas

Año 1943		Año 1973	
Avenida histórica	Avenida mayorada	Avenida histórica	Avenida mayorada
217	226	1169	1282
477	497	1555	1717
5913	6157	2885	3165
3309	3446	2778	3047
1708	1778	2808	3080
1087	1132	4048	4440
804	837	5458	5987
763	794	5613	6157
685	713	4791	5255
594	619	4071	4466
515	536	2649	2906
451	470	1590	1744
407	424	1201	1317
364	379	935	1026
322	335	760	834

Dichos valores se ubicaron en las *figuras 5.13 y 5.14*. Se observa que el gasto máximo de descarga de la avenida mayorada del año de 1973, en la *figura 5.13* (1973may), se ubica por encima de los demás valores. Esto se debe a los cambios bruscos del gasto de descarga para pequeños incrementos de elevación, de la curva elevación-capacidad de descarga (*figura 4.2.1*), donde a partir de los 228.5 metros sobre el nivel del mar, el gasto se incrementa a razón de 1000 m³/s cada 10 cm de elevación. Ello provoca que el punto de 1973 mayorado corresponda a un gasto de descarga con periodo de retorno mayor a los 100 años.

En cambio en la *figura 5.14*, la elevación máxima del mismo año mayorado, se aproxima a la elevación máxima de la avenida histórica de 1973, lo cual se debe a la curva de capacidades del vaso-elevaciones, en donde no existe ningún cambio brusco en la curva (*figura 4.2.1*).

Al comparar los valores mayorados con los resultados del I.I. y CFE y del valor esperado, así como con las avenidas históricas, se comprueba que el hecho de escoger una u otra avenida histórica mayorada (ya sea del año de 1943 o de 1973), para el diseño de una obra hidráulica, provoca resultados muy diferentes.

Figura 5.9 Tránsito de las avenidas históricas de 1943 y 1944. Presa Aguamilpa

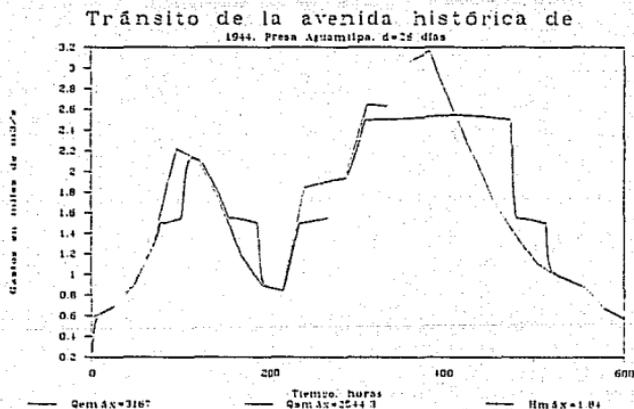
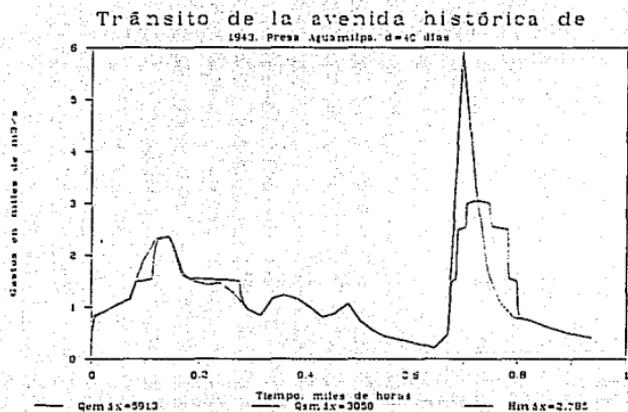


Figura 5.10 Tránsito de las avenidas históricas de 1967 y 1973. Presa Aguamilpa

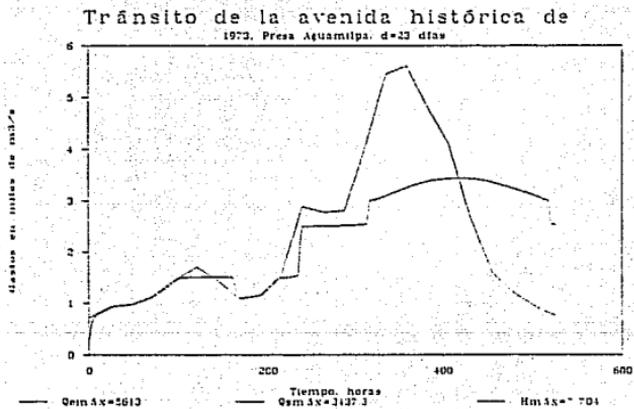
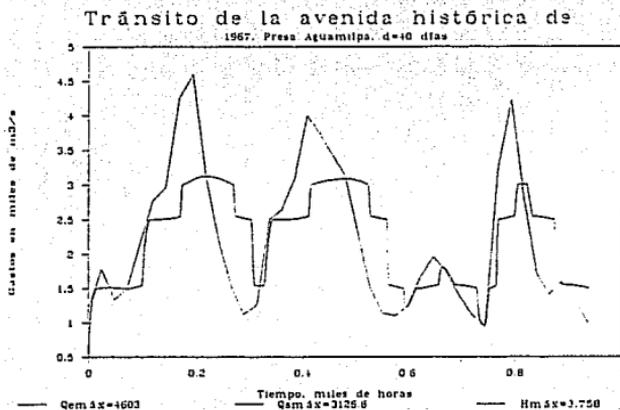


Figura 5.11 Tránsito de la avenida histórica de 1975. Presa Aguamilpa

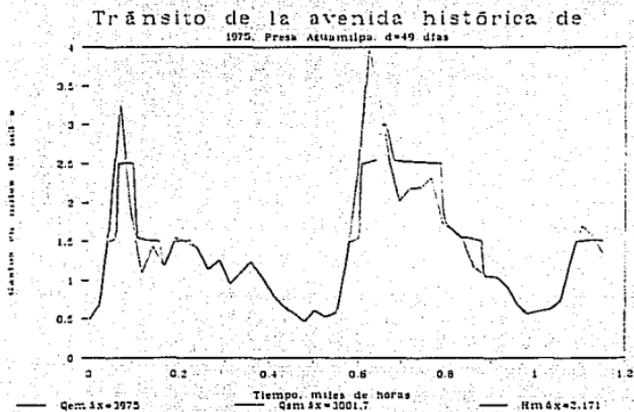
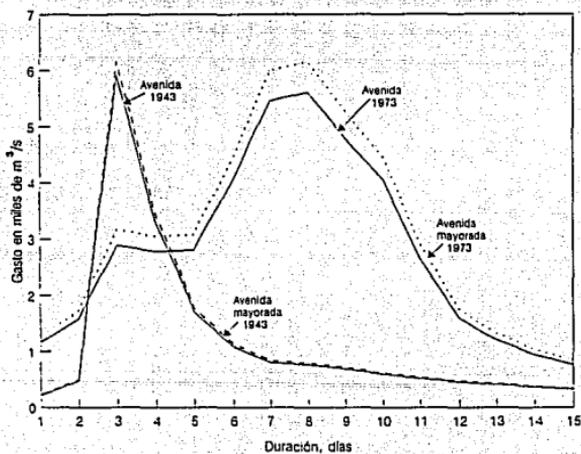


Figura 5.12 Avenidas históricas y mayoradas de 1943 y 1973



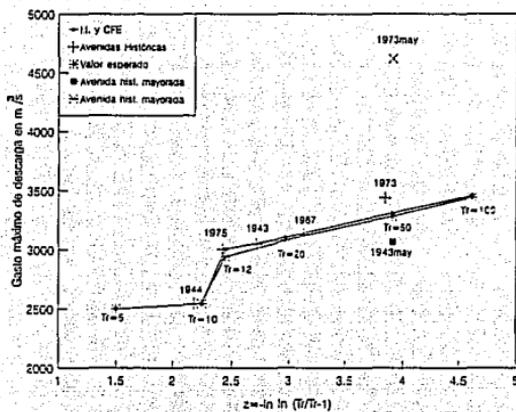


Figura 5.13 Comparación de gastos máximos de descarga

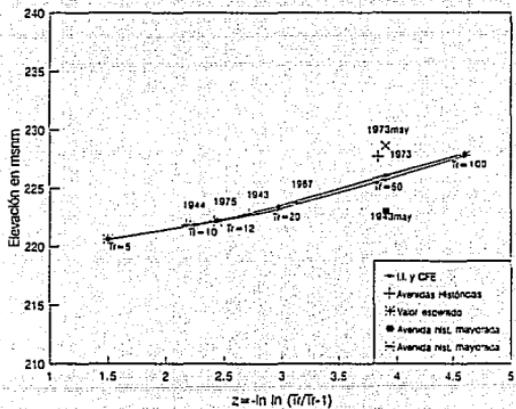


Figura 5.14 Comparación de elevaciones máximas

CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan algunas observaciones del trabajo desarrollado en la tesis y de los resultados obtenidos. Estas apreciaciones van encaminadas a dar a conocer los obstáculos que se encontraron durante la aplicación de los métodos, las ventajas y desventajas que éstos ofrecen, lo que reflejan sus resultados y aspectos que sería conveniente ahondar más en estudios posteriores. Al comienzo del capítulo se hará un breve resumen sobre el trabajo realizado, para posteriormente presentar las conclusiones.

6.1 RESUMEN

En la literatura relativa al cálculo de la avenida de diseño para obras de protección contra inundaciones, existen diversos métodos que principalmente utilizan el gasto pico y el volumen como parámetros para determinar dicha avenida. Sin embargo, algunos métodos también consideran la duración y la forma de las avenidas históricas (entre otros parámetros), con el fin de obtener mejores resultados los cuales se mencionaron en el *capítulo III*.

El procedimiento que se utiliza tradicionalmente en México para el cálculo de la avenida de diseño consiste en "mayorar" una avenida histórica considerada como la más importante por su magnitud, en todo el registro, por medio de un coeficiente que toma en cuenta la relación entre el gasto pico de la avenida histórica y el obtenido para un determinado periodo de retorno. Dicho procedimiento puede dar lugar a resultados incorrectos, cuando la presa tiene capacidad de regulación.

Por este motivo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE) desarrollaron un método (método original), que permite analizar estadísticamente los gastos teniendo en cuenta el volumen y la forma de la avenida, aunque ésta última de manera subjetiva.

En este trabajo se usó un procedimiento sistemático (método del valor esperado) para definir la forma de la avenida de diseño y se utilizaron dos ejemplos para validar los resultados tanto del método original como del método modificado o del valor esperado.

6.2 CONCLUSIONES

Para comprobar la validez de los métodos se analizaron los siguientes aspectos:

1. Con objeto de precisar cual puede ser, en la práctica, la magnitud del error que podría cometerse al utilizar el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la CFE (método original), si la elección del ordenamiento de los gastos individuales no es adecuada, se calcularon los gastos máximos de descarga y las cargas máximas sobre el vertedor, utilizando todos los ordenamientos posibles, para varios periodos de retorno (*capítulo IV*). De esta forma, al comparar los resultados de las alternativas extremas, se obtuvieron los siguientes resultados:

- a) Para el caso de San Juan Tetelcingo no existe diferencia significativa entre los resultados (gasto máximo de descarga y carga máxima) encontrados para distintas opciones de ordenamiento (ver *tabla 4.7*).

- b) En el caso de Aguamilpa, la diferencia entre las elevaciones máximas es también poco significativa, pero los gastos máximos de descarga muestran diferencias del orden del 5 %, como se observa en las *figuras 4.2.6 y 4.2.7*. Este último resultado significa que eligiendo la peor opción de ordenamiento pueden cometerse errores de ese orden.

2. Por otra parte, se analizó la concordancia entre la función de distribución obtenida con cada método y los valores empíricos que se obtienen al transitar las avenidas máximas anuales del registro histórico, con los siguientes resultados:

- a) La comparación de los gastos y cargas máximas para el caso de San Juan Tetelcingo aparece en las *figuras 5.6 y 5.7*, y en las *figuras 5.13 y 5.14* para la presa Aguamilpa. En general se observa que existe una buena concordancia entre los valores obtenidos por ambos métodos y los valores de las avenidas históricas, sobre todo para el caso de la presa Aguamilpa. Sin embargo, la mejor aproximación se da con el método del valor esperado, lo cual quiere decir que se obtienen mejores resultados con éste, aunque es conveniente aplicarlo a otros sitios para corroborar su confiabilidad.

Cabe mencionar que el método modificado, o del valor esperado, permite tomar en cuenta los efectos de los trenes de las avenidas históricas para ser analizados en el diseño del vertedor. Tal es el caso de Aguamilpa en que las cinco avenidas históricas más importantes fueron elegidas considerando los picos consecutivos que pudieran afectar significativamente los resultados del gasto máximo de descarga y carga máxima; en cambio, en San Juan Tetelcingo se presentó un solo pico en cada avenida histórica.

b) Por otro lado, se hizo una comparación entre los resultados obtenidos en este trabajo y los que se obtendrían si se desarrollara el método tradicional, que consiste en "mayorar" la avenida histórica de mayor gasto. La avenida de diseño, para San Juan Tetelcingo, fue calculada con base en la avenida histórica de 1976, ya que presentó el mayor gasto en todos los años registrados en la estación; sin embargo, si se analiza su hidrograma en la *figura 5.8*, se observa que su forma es muy angosta en comparación con la del hidrograma de la avenida de 1955.

Por este motivo, al transitar la avenida mayorada por el vaso, resultó que su gasto máximo de descarga ($1383 \text{ m}^3/\text{s}$) es menor que el de la avenida de 1955 ($1832 \text{ m}^3/\text{s}$), lo cual indica que en realidad la avenida de 1955 fue más importante, como se muestra en la *figura 5.6*; también se observa que las curvas correspondientes al método modificado y el original pasan entre ambos valores mayorados, lo cual indica que éstos pueden ser sub o sobre estimados, dependiendo del año elegido.

Otra manera de comprobarlo, consiste en comparar los gastos de descarga (sin mayorar) del tránsito de las avenidas históricas (*tabla 5.3*), en donde a pesar que el valor máximo de entrada de todos los años es el de 1976, el gasto máximo de descarga corresponde al año de 1955. Esta situación permite ver que no necesariamente la avenida con el mayor gasto pico, en todo el registro histórico, es la que pesa para el cálculo de la avenida de diseño, sino que también debe considerarse el volumen de dicha avenida como un factor importante, en el caso de prevenir y proteger contra inundaciones.

3. Se calcularon los gastos máximos de descarga y las elevaciones máximas del nivel del agua en la presa Aguamilpa, para periodos de retorno mayores que 100 años, con los resultados que se muestran en las *figuras 6.1 y 6.2*.

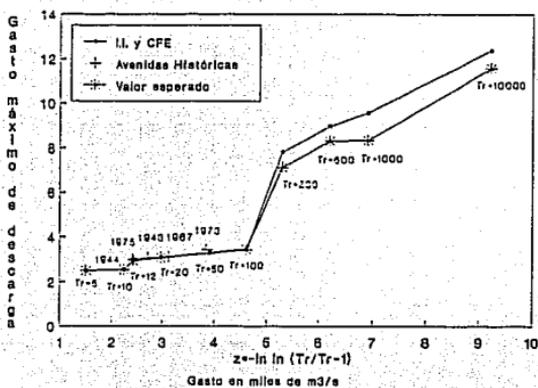


Figura 6.1 Extrapolación de gastos a periodos de retorno mayores de 100 años. Presa Aguamilpa

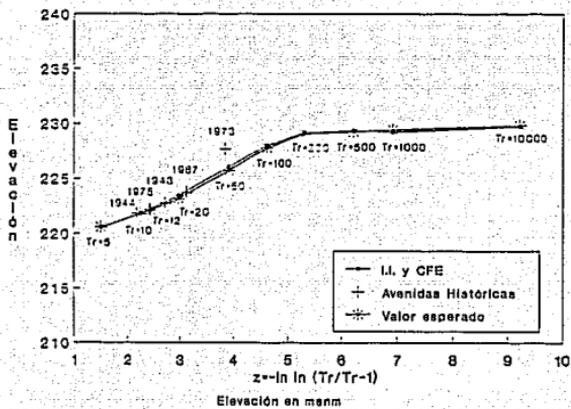


Figura 6.2 Extrapolación de elevaciones a periodos de retorno mayores de 100 años. Presa Aguamilpa

En relación con estos resultados se pueden derivar los siguientes comentarios:

- a) En ambas figuras se observa una buena concordancia entre los valores empíricos obtenidos al transitar las avenidas históricas y las curvas obtenidas con ambos métodos.
- b) En el caso de las elevaciones máximas del nivel del agua en la presa, el trazo de las curvas es suave y la variación entre ambas es mínima.
- c) Para los gastos máximos de descarga las diferencias son un poco mayores a partir de 100 años de periodo de retorno y el trazo de las curvas presenta quiebres que corresponden a los de la curva elevaciones-descarga del vertedor controlado (ver *figura 4.2.1*).
- d) Los quiebres de la función de distribución de los gastos de descarga hacen evidente que dicha función no puede obtenerse únicamente extrapolando los valores empíricos obtenidos al transitar las avenidas históricas (lo que no impide que para periodos de retorno menores o iguales al número de años de dicho registro, los valores empíricos se utilicen para validar los métodos). Dichos valores, probablemente quedarían por debajo de las curvas de la *figura 4.2.1* para periodos de retorno mayores a 100 años, y las obras hidráulicas serían subdiseñadas utilizando esos valores.

En las *tablas 6.1* y *6.2* se muestra la comparación numérica de los resultados obtenidos con el método del I.I. y la CFE y con la modificación propuesta en este trabajo (valor esperado) para San Juan Tetelcingo y Aguamilpa, respectivamente.

4. En la *figura 6.3* se presenta la comparación entre las avenidas históricas más importantes (una por su magnitud y la otra por su volumen), que drenan a la presa Aguamilpa, y los valores correspondientes a un miembro de la familia de curvas de gastos medios máximos para varios periodos de retorno, obtenidas del ajuste probabilístico de una función a dichos valores, empleando el método del I.I y CFE (método original).

Tabla 6.1 Comparación de los métodos original y modificado. San Juan Tetelcingo

<i>Periodo de retorno</i>	<i>Método</i>	<i>Qsmáx</i>	<i>Hmáx</i>
5 años	<i>I.I. y CFE</i>	1107.1	2.25
	<i>Valor esperado</i>	1162.0	2.36
10 años	<i>I.I. y CFE</i>	1291.9	2.60
	<i>Valor esperado</i>	1358.0	2.73
50 años	<i>I.I. y CFE</i>	1659.9	3.27
	<i>Valor esperado</i>	1748.0	3.42
100 años	<i>I.I. y CFE</i>	1801.3	3.51
	<i>Valor esperado</i>	1899.0	3.67
1000 años	<i>I.I. y CFE</i>	2238.0	4.22
	<i>Valor esperado</i>	2368.0	4.41
10000 años	<i>I.I. y CFE</i>	2591.3	4.75
	<i>Valor esperado</i>	2751.0	4.99

Acerca de la tres curvas se puede reflexionar sobre varios aspectos:

- Se observa en dicha figura que, a duraciones cortas, la avenida de 1992 es mayor a su correspondiente de 1973; sin embargo, en la medida que el tiempo transcurre, dichos valores se cruzan y finalmente para $d=4$ días, el gasto medio máximo de 1973 resulta ser mayor al de 1992. Esto indica que la avenida de 1992 fue de gran magnitud pero de poco volumen, y tal vez de poca duración; en cambio, la avenida de 1973 tuvo un gasto pico menor a 1992 pero se mantuvo con volumen durante mayor tiempo (al menos durante 4 días). Por otro lado, la curva que corresponde al período de retorno de 45 años, fué calculada con el método original.
- Dada la importancia de las avenidas históricas de 1992 y 1973, cualquiera puede ser considerada en el diseño del vertedor de Aguamilpa. Si se utiliza el método tradicional para el cálculo de la avenida de diseño, según el criterio que éste maneja, la avenida de 1992 sería empleada para dicho propósito; pues es la de mayor

Tabla 6.2 Comparación de los métodos original y modificado. Aguamilpa

Periodo de retorno	Método	Qsmáx	Emáx
5 años	I.I. y CFE	2500.0	220.61
	Valor esperado	2500.3	220.61
10 años	I.I. y CFE	2544.6	221.85
	Valor esperado	2543.8	221.83
20 años	I.I. y CFE	3102.4	223.45
	Valor esperado	3082.3	223.20
50 años	I.I. y CFE	3309.6	226.08
	Valor esperado	3282.6	225.74
100 años	I.I. y CFE	3459.4	227.99
	Valor esperado	3444.2	227.79
1000 años	I.I. y CFE	9580.6	229.44
	Valor esperado	8335.9	229.25
10000 años	I.I. y CFE	12380.0	229.86
	Valor esperado	11580.8	229.74

magnitud. Sin embargo, según la *figura 6.3*, el resultado del método daría un subdiseño, ya que en la medida que los días pasan, la avenida deja de ser importante.

Por el contrario, si se considera la avenida de 1973, el resultado daría un vertedor con un muy buen funcionamiento pero con un elevado costo en su construcción, pues se le dio mayor peso al volumen que a la magnitud, aún cuando la duración en que se mantuvo, fue mayor. Lo que sucede tanto con la avenida de 1992 como con la de 1973, también se puede observar con sus valores de gasto de descarga, en que el de 1973 es mayor al de 1992.

- Si ahora se observa la curva correspondiente a 45 años de periodo de retorno, resulta que ésta pasa por enmedio de ambas curvas históricas, lo cual quiere decir

Tabla 6.2 Comparación de los métodos original y modificado. Aguamilpa

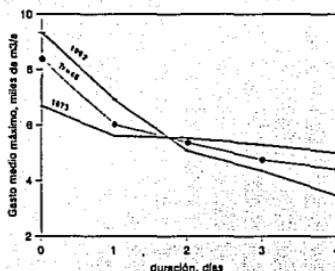
Periodo de retorno	Método	$Q_{smáx}$	$Emáx$
5 años	I.I. y CFE	2500.0	220.61
	Valor esperado	2500.3	220.61
10 años	I.I. y CFE	2544.6	221.85
	Valor esperado	2543.8	221.83
20 años	I.I. y CFE	3102.4	223.45
	Valor esperado	3082.3	223.20
50 años	I.I. y CFE	3309.6	226.08
	Valor esperado	3282.6	225.74
100 años	I.I. y CFE	3459.4	227.99
	Valor esperado	3444.2	227.79
1000 años	I.I. y CFE	9580.6	229.44
	Valor esperado	8335.9	229.25
10000 años	I.I. y CFE	12380.0	229.86
	Valor esperado	11580.8	229.74

magnitud. Sin embargo, según la *figura 6.3*, el resultado del método daría un subdiseño, ya que en la medida que los días pasan, la avenida deja de ser importante.

Por el contrario, si se considera la avenida de 1973, el resultado daría un vertedor con un muy buen funcionamiento pero con un elevado costo en su construcción, pues se le dio mayor peso al volumen que a la magnitud, aún cuando la duración en que se mantuvo, fue mayor. Lo que sucede tanto con la avenida de 1992 como con la de 1973, también se puede observar con sus valores de gasto de descarga, en que el de 1973 es mayor al de 1992.

- Si ahora se observa la curva correspondiente a 45 años de periodo de retorno, resulta que ésta pasa por enmedio de ambas curvas históricas, lo cual quiere decir

Figura 6.3 Comparación de gastos medios máximos en la presa Aguamilpa



que el método original o modificado ofrece una buena alternativa para mediar entre una avenida con gran magnitud y poca volumen, y otra con características contrarias (mucho volumen y poca magnitud), es decir disminuye la incertidumbre de elegir la avenida más adecuada para el diseño del vertedor de la presa, de estructuras auxiliares como bordos (sin ser sub o sobre diseñadas, 1992 y 1973, respectivamente) e indirectamente, puede mejorar la política de operación de las compuertas. El efecto se debe a que el método del I.I y CFE considera tanto la magnitud, como el volumen, como la forma en su procedimiento y por lo tanto, sus resultados pueden ser más confiables.

Cabe aclarar que éstos beneficios se reflejan más en el caso del diseño de estructuras hidráulicas en presas con gran capacidad de regulación, ya que en ellas es relevante conocer su comportamiento ante avenidas que duren mucho con un gasto relativamente constante y de una magnitud apreciable.

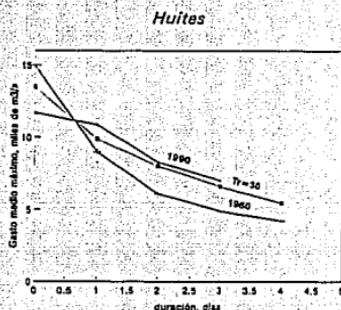
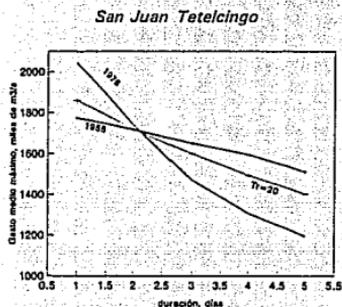
Otros casos similares al de Aguamilpa se muestran en las *figuras 6.4 y 6.5* respectivamente, para el sitio de San Juan Tetelcingo y la presa Huites, donde sucede lo mismo en cuanto a que la curva para un determinado periodo de retorno, pasa por en medio de las avenidas históricas y por lo tanto, demuestra que el método original ofrece una solución intermedia entre los dos tipos de avenidas.

- Según lo descrito anteriormente, también influye la duración en el diseño de cualquier estructura en una presa de gran capacidad de regulación; pues es uno de los parámetros que define la avenida que ingrese al vaso para ser transitada. Los resultados del tránsito no serán los mismos, si se toman 1 o 2 días de la avenida que si se toman 10 ó 15, lo cual también depende de la forma, magnitud y volumen

de ésta.

En la *figura 6.3* se observa que, en el caso de 1992, la avenida es importante hasta los 2 días y en el de 1973, hasta los 4 ó 5 días. Una mejor manera de comprobarlo, es revisando los valores de descarga de todas las avenidas históricas y viendo el tiempo en que se dió su valor máximo.

Figuras 6.4 y 6.5 Comparación de gastos medios máximos en San Juan Tetelcingo y presa Huites



El problema de la definición de la duración también se observa como una importante deficiencia en el método sudafricano, en donde no se especifica qué duración se debe escoger para definir la avenida de diseño, simplemente no lo comentan, dando la apariencia de que es arbitrario.

6.3 RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en este trabajo pueden plantearse las siguientes recomendaciones.

1. Si se tiene experiencia para elegir un ordenamiento adecuado de los gastos individuales o bien, si se admiten errores del orden del 5 %, se recomienda utilizar el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería y la Comisión Federal de Electricidad (específicamente para el caso de Aguamilpa).
2. Si no se consideran admisibles errores del orden del 5 % y no se tiene experiencia en la selección de un ordenamiento adecuado, se recomienda utilizar la modificación planteada en este trabajo que conduce a obtener los valores esperados del gasto máximo de descarga y la elevación máxima del nivel del agua en el vaso de la presa, para los periodos de retorno que se deseen, mediante el tránsito de las avenidas correspondientes a las distintas alternativas de ordenamiento.
3. El método tradicional (o el método de mayoración) solo debe usarse cuando el volumen disponible para regular avenidas en la presa sea muy pequeño, de tal forma que el gasto máximo de descarga se asemeje al gasto máximo de la avenida de entrada.
4. Transitar las mayores avenidas del registro histórico para comparar entre la función de distribución de los gastos máximos de descarga con los valores empíricos, constituye una forma adecuada para comprobar la validez de cualquier método.
5. Al calcular los gastos medios para cada día, en algunos casos se obtuvieron oscilaciones en los valores que no parecían lógicas (incluso valores negativos). En estos casos se construyó una gráfica de los gastos medios máximos contra la duración correspondiente y se pasó una curva suave buscando evitar las oscilaciones, como se muestra en la *figura 6.6*. Por tal motivo, se considera que este aspecto debe estudiarse con cuidado en futuras aplicaciones.
6. Considero que el método propuesto:
 - Proporciona mayor información sobre las avenidas de diseño, que si se utilizara un método tradicional en el que sólo se conoce el gasto pico y el volumen.

- Conviene aplicarlo a otras presas de la República Mexicana, en la realización y revisión de proyectos hidráulicos para el control de inundaciones (en el caso de la presa Aguamilpa, se haría una revisión del diseño de su obra de excedencias, y en San Juan Tetelcingo, que aún no ha sido construida, puede obtenerse un diseño más seguro), ya que es una herramienta conveniente para mejorar la política de operación de la obra de excedencias, así como su funcionamiento en general.

Finalmente, se hace énfasis en utilizar el valor esperado de los gastos de descarga y carga máxima, en el cálculo de avenidas de diseño. Todos los métodos calculan dichos valores de manera implícita, al considerar el gasto máximo, la duración, la forma y el volumen de la avenida de ingreso, así como la curva elevación-capacidad del vaso y elevación-descarga del vertedor, al transitar la avenida de diseño por el vertedor.

En el caso del método del valor esperado, es la primera vez que se considera al gasto de descarga y carga máxima en forma explícita, lo cual facilita y mejora el diseño de cualquier obra para el control de inundaciones.

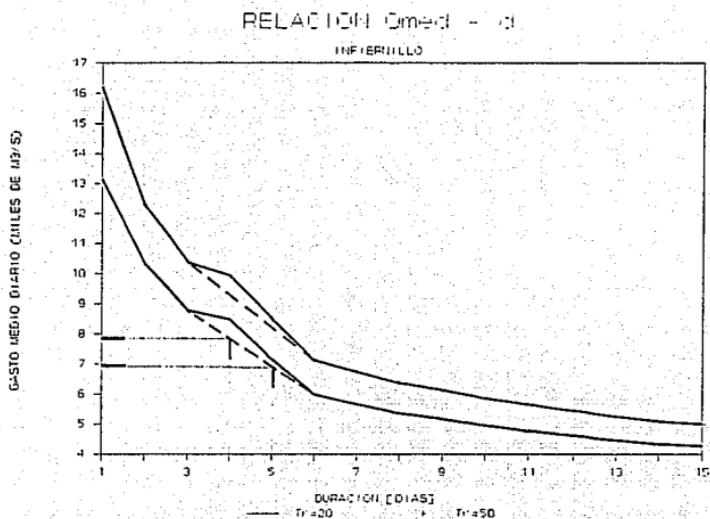


Figura 6.6 Corrección de las oscilaciones anormales en los gastos medios máximos

REFERENCIAS

1. DE LA PEÑA RAÚL, DOMÍNGUEZ RAMÓN, et al (1986), "Deducción probabilística de avenidas de diseño en grandes presas con información de volúmenes máximos anuales para diferentes duraciones", XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Brasil.
2. MARENGO MOGOLLÓN HUMBERTO (1993), "Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas", Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, México.
3. DOMÍNGUEZ RAMÓN, MENDOZA ROSALVA, et al (1993), "Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva", proyecto 2307, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
4. SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS, PRESAS DE MÉXICO, Tomo I (1969), contribución de la Sección de Recursos Hidráulicos al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México D.F.
5. PEAGRAM S. and DEACON P. (1992), "Extreme flood hydrographs of chosen probability (South Africa)", International Symposium on Dams and Extreme Floods, International Commission of Large Dams. Spanish National Committee, Granada.
6. HIEMSTRA and FRANCIS M. (1979), "The runhydrograph-theory and application for flood predictions", Water Research Commission, Pretoria, South Africa.
7. FLOOD STUDIES REPORT, Volume I (1975), "Estimation of flood volumes over different durations", Hydrological Studies, Natural Environment Research Council, Great Britain.
8. DOMÍNGUEZ RAMÓN (1989), "Metodología de selección de una política de operación conjunta de una presa y su vertedor", Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, México.

9. JIMÉNEZ MARTÍN (1993), "Manual de operación del programa AX.EXE (ajuste de funciones de distribución de probabilidad)", Coordinación de Investigación, Riesgos Hidrometeorológicos, CENAPRED, México.