



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS VERTEDORES DE
LAS PRESAS DEL RIO GRIJALVA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
LUZ ELENA MARQUEZ URIBE

DIRECTOR DE TESIS: RAMON DOMINGUEZ MORA



MEXICO, D. F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

INDICE

	pag.
1. INTRODUCCION	1
2. DESCRIPCION DE METODOS ALTERNATIVOS	4
2.1 Introducción	4
2.2 Métodos hidrometeorológicos	5
2.2.2 Determinación de la tormenta de diseño mediante análisis estadístico del registro histórico de precipitaciones en la cuenca	8
2.2.3 Relaciones lluvia-escorrimento	10
2.3 Métodos estadísticos	15
2.3.1 Introducción	15
2.3.2 Antecedentes	16
2.3.3 Método estadístico tradicional	21
2.3.4 Método de volúmenes	23
3. ANALISIS DE INFORMACION DISPONIBLE Y SELECCION DE METODOS ADECUADOS	26
3.1 Características de la cuenca	26
3.2 Información hidrológica	27
3.3 Características de la Presa Netzahualcoyotl (Malpaso)	30
3.4 Selección de métodos adecuados	31
4. APLICACION A LAS PRESAS DEL RIO GRIJALVA	52
4.2 Determinación de la avenida de diseño mediante métodos hidrometeorológicos	53
4.2.1 Introducción	53
4.2.2 Construcción de los hietogramas de las tormentas históricas	53
4.2.3 Determinación del escurrimento en la cuenca	54
4.2.4 Estimación de la lluvia efectiva y cálculo del índice de infiltración	55
4.2.5 Relación lluvia efectiva-escorrimento directo	56
4.2.6 Obtención de la tormenta por métodos estadísticos	60

4.3	Determinación de la avenida de diseño con métodos estadísticos	67
4.3.1	Introducción	67
4.3.2	Estimación de la avenida de diseño con el método estadístico tradicional	68
4.3.3	Estimación de la avenida de diseño con el método estadístico de volúmenes	71
4.4	Tránsito de avenidas	75
4.4.1	Introducción	75
4.4.2	Tránsito de la avenida obtenida con el método estadístico de volúmenes	76
5.	CONCLUSIONES	136
	REFERENCIAS	144

1. INTRODUCCION

El complejo Grijalva es, por su potencial hidroeléctrico, uno de los más importantes del país. Desde que comenzó a operar el vaso de la presa Malpaso, el primero de los aprovechamientos construidos para el desarrollo del Grijalva; luego, cuando empezaron a funcionar La Angostura, Chicoasén y más recientemente Peñitas y hasta ahora que el sistema opera de manera integral, ha sido necesario realizar estudios diversos sobre la operación de los vasos y vertedores de las presas que conforman este complejo, ya que las condiciones hidrológicas fueron cambiando en las distintas etapas que sucedieron hasta que se concluyó la construcción de la última presa del complejo.

El presente trabajo trata exclusivamente el aspecto del cálculo de la avenida de diseño para la operación de los vertedores. Al definir los hidrogramas que servirán de base para dicha operación, se pretenden conciliar dos aspectos que son fundamentales y a la vez opuestos cuando se determina la capacidad de regulación adecuada de una presa: el costo

económico derivado de un subaprovechamiento y el costo que provocarían aguas abajo de la presa gastos de descarga de gran magnitud.

Para definir el método adecuado para determinar la avenida de diseño se deben tomar en cuenta las características meteorológicas e hidrológicas de la cuenca, por una parte, y la información disponible por la otra. En este estudio se describen y aplican tres métodos alternativos y se selecciona uno con base en esos criterios.

Específicamente, se hará el estudio detallado en una de las subcuencas de la cuenca del Grijalva: Malpaso. Se pretende que los resultados obtenidos en esta subcuenca sirvan de base y permitan sintetizar el proceso para la determinación de las avenidas de diseño del resto de las presas del complejo.

El trabajo se presenta en la siguiente forma:

En el capítulo 2 se describen los procedimientos para el cálculo de avenidas de diseño correspondientes a dos diferentes enfoques : métodos hidrometeorológicos y métodos estadísticos. Ambos presentan a lo largo de su desarrollo alternativas que se comentan con amplitud cuando se describe cada método.

En el capítulo 3 se presenta la información hidrológica y física de la cuenca y en el mismo se analiza dicha información con el objeto de seleccionar, en primera instancia, los procedimientos que sean más adecuados de acuerdo con las características de la cuenca.

A lo largo del capítulo 4 se obtienen tres avenidas de diseño para la cuenca en estudio, una de ellas con métodos hidrometeorológicos y las otras dos con estadísticos. Durante el desarrollo de cada método se presenta el procedimiento de cálculo en forma detallada y se incluyen comentarios sobre la selección de algunos de estos procedimientos. Al final del capítulo se selecciona, con base en criterios antes establecidos, el método más adecuado de entre los tres aplicados.

Por último, en el capítulo 5 se hace una síntesis de la aplicación de los tres procedimientos utilizados para obtener la avenida de diseño,

destacando los resultados principales en cada caso. También se presentan cada uno de los puntos que se consideraron en el proceso de selección del método de cálculo adecuado para determinar la avenida de diseño . Al final del capítulo se destacan algunos puntos importantes relacionados con el tránsito de la avenida elegida para el vertedor de la presa Malpaso.

2. DESCRIPCION DE METODOS ALTERNATIVOS.

2.1 INTRODUCCION

Existen dos métodos principales para obtener la avenida de diseño de una obra de excedencias:

- a) Hidrometeorológicos
- b) Estadísticos

En el caso de los primeros, el procedimiento implica el cálculo de una tormenta de diseño, que se transformará en la avenida mediante un modelo lluvia-escorrentamiento obtenido a partir de información de tormentas y avenidas históricas registradas en la cuenca en estudio.

Los métodos estadísticos describen el comportamiento de los gastos máximos registrados en una estación hidrométrica mediante una ley de

probabilidades representada por una función de distribución de probabilidad , que permite obtener la capacidad necesaria de un vertedor asociada a un periodo de retorno T_r elegido para el diseño.

A continuación se describe cada uno de los métodos con sus correspondientes ramificaciones y alternativas.

2.2 METODOS HIDROMETEOROLOGICOS

Los métodos hidrometeorológicos se desarrollan en dos pasos:

1. Cálculo de la tormenta de diseño.
2. Relaciones lluvia-escorrentamiento
 - a) Determinación de las pérdidas para obtener la lluvia efectiva.
 - b) Transformación de la lluvia efectiva en escorrentamiento directo.

Para cada uno de los pasos antes mencionados existen métodos alternativos, que se describen a continuación.

2.2.1 TORMENTA DE DISEÑO

Existen tres métodos con los cuales es posible obtener la tormenta que se utilizará para definir la avenida de diseño del vertedor de una presa:

- a) Transposición y maximización de tormentas históricas que se registraron fuera de la región que se estudia.
- b) Maximización de tormentas históricas ocurridas en la región que se estudia.
- c) Análisis estadístico del registro de precipitaciones máximas ocurridas en la cuenca en estudio.

Los dos primeros parten del concepto de precipitación máxima probable (PMP), que por definición ocurre cuando se presentan simultáneamente, en su modalidad más desfavorable, un número razonable

de factores causantes de la precipitación. Estos métodos se utilizan en sitios donde hay incidencia de huracanes o la posibilidad de que en un futuro se presenten.

Si al sitio en estudio no pueden ingresar los huracanes, como es el caso de la cuenca de Malpaso, ó el análisis de riesgo indica que no es necesario trabajar con la PHP, entonces se recurre al análisis estadístico.

En cualquier caso es conveniente realizar un análisis previo para definir la duración total de la tormenta que se busca y el intervalo de tiempo que se usará en la construcción del hietograma de la tormenta.

Selección de duraciones críticas.

La selección de las duraciones críticas depende fundamentalmente del área de la cuenca y del volumen de la presa que regula la avenida.

Para considerar la influencia del tamaño de la cuenca, pueden analizarse algunas avenidas históricas importantes y los registros pluviográficos de las fechas en que sucedieron. Así se tendrá idea del tiempo de respuesta de la cuenca y de la duración de las tormentas que la afectan sensiblemente.

La capacidad de regulación se toma en cuenta comparando el volumen de la mayor avenida histórica con el volumen destinado a regular avenidas en la presa (NAMO a NAME). Si la relación entre estos volúmenes es menor que 0.3, la duración total de la tormenta de diseño será igual a la de la tormenta que produjo la máxima avenida histórica. De otro modo, la duración total será mayor que la de la tormenta histórica.

La duración de los intervalos que se utilicen para definir el hietograma de la tormenta de diseño será aproximadamente un tercio del tiempo de pico de las avenidas históricas más importantes; sin embargo, si hay incertidumbre conviene, para mayor seguridad, trabajar con duraciones totales de tormenta mayores y tamaños de intervalo menores que los valores recomendados.

Transposición de tormentas históricas.

Se utiliza cuando en la cuenca en estudio no existe información histórica de tormentas ciclónicas, pero se considera posible la incidencia de un huracán en el futuro. La precipitación máxima probable se calcula entonces transponiendo y maximizando tormentas ocurridas en otros sitios.

El factor de ajuste para transponer y maximizar una tormenta, representada en forma de curvas altura de lluvia-área-duración, se calcula como sigue:

Conocidos el nivel medio del terreno y la temperatura de rocío máxima persistente 12 horas continuas, del lugar de ocurrencia de la tormenta (h_0 y t_0 , respectivamente), y del sitio en estudio (h_r y t_r), se determinan las láminas de agua precipitable W_0 y W_r en cada sitio. (Tabla D.1 Ref 1). Se hace notar que la temperatura de rocío t_r es la máxima registrada en la cuenca en toda su historia.

El cociente de las láminas de agua precipitable W_0 y W_r da por resultado el factor de ajuste K_r :

$$K_r = \frac{W_r}{W_0} \quad (2.1)$$

Este factor se multiplica por cada uno de los valores de precipitación de las curvas h_p - A - d y se obtiene así la tormenta transpuesta.

Maximización de tormentas.

Si en la región en estudio existen registros de una o más tormentas ciclónicas, las curvas altura de precipitación-área-duración de estas tormentas se maximizan. Para ello se supone que el ingreso de los huracanes ocurrirá cuando se presente en la cuenca la temperatura de rocío máxima persistente que se ha registrado en la región.

Así, el factor K a considerar será el dado por la relación:

$$K = \frac{W_r}{W_o}$$

Donde:

W_r = Lámina de agua precipitable calculada a partir del nivel medio de la cuenca en estudio y la temperatura de rocío prcisistente máxima registrada en la región en toda su historia.

W_o = Lámina de agua precipitable calculada a partir del nivel medio de la cuenca que se estudia y la temperatura de rocío máxima persistente registrada en la región durante la tormenta que se maximiza.

Transformación de las curvas hp-A-d.

Para obtener el hietograma de la tormenta de diseño a partir de las curvas hp-A-d transpuestas y maximizadas, primero se determina, sustituyendo el área de la cuenca en estudio, la gráfica precipitación-duración, así se tendrán distintos valores de precipitación asociados a diferentes duraciones. Para ordenar las alturas de lluvia obtenidas se acostumbra mantener el comportamiento de alguna tormenta histórica importante ocurrida en el sitio en estudio. De este modo, el hietograma definido será el de la tormenta de diseño que se busca.

2.2.2 DETERMINACION DE LA TORMENTA DE DISEÑO MEDIANTE ANALISIS ESTADISTICO DEL REGISTRO HISTORICO DE PRECIPITACIONES EN LA CUENCA

La determinación de la tormenta por este método comprende los siguientes puntos básicos:

1. Estimar la magnitud de la tormenta en los sitios de registro pluviométrico, para una duración de 24 hr y para el periodo de retorno deseado.
2. Calcular la precipitación media en la cuenca.
3. Definir factores de reducción por área.

4 Establecer la distribución temporal de la tormenta para construir el hietograma.

Cada uno de los puntos anteriores se describen con detalle a continuación.

Magnitud de la tormenta.

Para obtener la precipitación media diaria en la cuenca se ajusta una función de distribución de probabilidad a los datos de precipitación de las estaciones pluviométricas que cuentan con 10 o más años de información, se extrapola al periodo de retorno deseado y se asocia cada uno de los valores extrapolados con su correspondiente estación. Mediante el criterio de isoyetas se calcula la precipitación media diaria en la cuenca, la cual está dada por la ecuación:

$$hp_m = \frac{\sum_1^n hp_i A_i}{A} \quad (2.2)$$

Donde :

hp_m = Precipitación media diaria simultánea en la cuenca, en mm.

hp_i = Precipitación media entre 2 isoyetas, en mm.

A_i = Area entre 2 isoyetas.

A = Area de la cuenca.

A la precipitación hp_m se le denomina simultánea pues se obtiene suponiendo que la lluvia máxima se presenta al mismo tiempo en toda el área de la cuenca.

Factores de reducción por área.

Como se ha mencionado en el punto anterior, la precipitación media diaria en la cuenca se obtiene considerando que la lluvia ocurre simultáneamente en toda su superficie. Como esto no sucede en la realidad, se aplica un factor de reducción por área f , el cual disminuye conforme aumenta el área que se estudia.

En la literatura técnica es posible encontrar curvas de reducción

por área como las que se observan en las figuras 2.1 y 2.2. Sin embargo se recomienda que, si se cuenta con la información necesaria, se calculen los factores específicos para la región, pues en ocasiones sucede que las curvas de reducción antes mencionadas se obtuvieron para cuencas que no son climatológicamente semejantes a la que se estudia.

El uso del factor f simplifica mucho el procedimiento para obtener la precipitación, pues en lugar de hacer el cálculo de la precipitación media diaria en la cuenca para los 365 días de los n años de registro de lluvia, parte de los valores extrapolados de las precipitaciones máximas anuales y obtiene la precipitación media simultánea luego de aplicar una sola vez el criterio de isoyetas.

En la referencia 2 se explica con detalle la forma de obtener el factor de reducción por área f .

Distribución temporal de la tormenta.

Hasta este momento se conoce el valor de la precipitación media diaria hp_m correspondiente al periodo de retorno seleccionado y a un intervalo de 24 horas.

Para formar el hietograma de la tormenta de diseño se parte del valor hp_m . Las precipitaciones asociadas a otras duraciones se calculan a partir del hietograma de una tormenta histórica previamente seleccionada, cuyas alturas de lluvia se multiplican por un factor f que resulta de dividir hp_m entre la altura máxima, en 24 hr, de la tormenta histórica. De esta manera la tormenta de diseño tendrá la misma forma que la de la histórica elegida, pero las precipitaciones serán de mayor magnitud.

2.2.3 RELACIONES LLUVIA-ESCURRIMIENTO

Para transformar el hietograma de la tormenta en escurrimiento directo es necesario determinar primero la altura de lluvia efectiva, como se indica a continuación.

2.2.3.1 Estimación de la lluvia efectiva.

La lluvia efectiva es la parte de la lluvia total causante del escurrimiento directo. A la diferencia entre la lluvia total y la efectiva se le denomina pérdidas.

Las pérdidas de la tormenta de diseño se determinan estimando las correspondientes a varias tormentas históricas y extrapolando los valores obtenidos.

Para caracterizar el valor de las pérdidas existen básicamente tres métodos, que se describen a continuación.

Método del índice de infiltración media.

Se llama índice de infiltración media, ϕ , a la capacidad de infiltración del suelo de la cuenca que se obtiene luego de aplicar el método en cuestión. El índice ϕ se considera constante durante la tormenta.

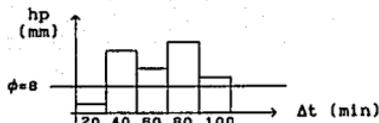
Para calcular ϕ deben conocerse el hietograma de precipitación total de la tormenta y el hidrograma de escurrimiento a la salida de la cuenca. El procedimiento es el siguiente:

1. Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base Q_b y se calcula el volumen de escurrimiento directo, V_{ed} .
2. Se determina la lámina de lluvia efectiva L_{ed} dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área A_c de la cuenca:

$$L_{ed} = \frac{V_{ed}}{A_c} \quad (2.3)$$

3. Se proponen valores de ϕ hasta que la lámina L_{ed} sea igual a la suma de las alturas de lluvia situadas por encima de la línea definida por el valor del índice de infiltración propuesto.

El ϕ obtenido se expresa en mm/hr. Para ello, debe cuidarse que el intervalo de tiempo Δt utilizado para construir las barras del hietograma, esté expresado en horas. Por ejemplo, si para el caso del hietograma que se muestra a continuación se obtuvo un índice de infiltración de 8 mm:



El ϕ está asociado a intervalos de 20 min ($\frac{1}{3}$ hr), por lo que ϕ será igual a:

$$\phi = \frac{8 \text{ mm}}{(\frac{1}{3})\text{hr}} = 24 \frac{\text{mm}}{\text{hr}}$$

Método del coeficiente de escurrimiento.

En este método las pérdidas se caracterizan mediante un coeficiente C, llamado coeficiente de escurrimiento.

Como en el método anterior, es necesario contar con los registros simultáneos de lluvias y escurrimientos.

Para determinar C primero se calcula el volumen de escurrimiento directo V_{ed} , de la misma forma que se hizo para el método anterior. Luego se calcula el volumen total de lluvia V_{11} , que es igual al producto de la altura total de precipitación h_t por el área de la cuenca. Así:

$$C = \frac{V_{ed}}{V_{11}} = \frac{L_{ed}}{h_t} \quad (2.4)$$

Método del USSCS (United States Soil Conservation Service)

Este método considera que, para una cuenca dada, el coeficiente de escurrimiento aumenta conforme aumenta la precipitación total de la

tormenta, de acuerdo con la relación:

$$C = \frac{(h_t - 0.2S)^2}{h_t^2 + 0.8 S h_t} \quad (2.5)$$

en donde el coeficiente S se obtiene de datos simultáneos de lluvia y escurrimiento y se mide en las mismas unidades que h_t .

Sustituyendo $S = (2540/N)$ y $C = L_{ed} / H_t$, se obtiene la fórmula del número de escurrimiento N:

$$L_{ed} = \frac{(h_t - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{h_t - \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (2.6)$$

El número de escurrimiento N, característico de cada cuenca, puede ser estimado aun cuando no se disponga de información simultánea de lluvias y escurrimientos, utilizando las características de la cuenca. (Ver ref 3).

Es conveniente determinar, para cada tormenta analizada, las pérdidas con los tres métodos antes descritos, y así poder seleccionar entre ellos aquel cuyos valores tengan menos variación de una tormenta a otra. Sin embargo, si esta selección no es clara, se pueden construir gráficas que relacionen ϕ y C contra h_t , y se selecciona aquella con la que sea más fácil extrapolar para valores de h_t mayores a los registrados históricamente.

2.2.3.2 Relación lluvia efectiva-escurrimiento directo.

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

Los métodos más comunes son:

1. Fórmula racional
2. Hidrograma unitario tradicional
3. Hidrograma unitario instantáneo
4. Hidrograma unitario sintético (triangular, adimensional, etc)

En el presente trabajo solamente se detalla el tercer método, para mayor información sobre los tres restantes puede consultarse la referencia 4.

Hidrograma unitario instantáneo.

Para estimar el hidrograma unitario característico de una cuenca dada, asociado a una duración $d=\Delta t$ tan pequeña como se quiera (de modo que se no se desprecien las variaciones de la intensidad de la lluvia dentro del intervalo de duración de la lluvia efectiva), se parte del siguiente razonamiento:

Suponiendo conocidas las ordenadas del hidrograma unitario U_i , de tiempo Δt , un hietograma de lluvia efectiva, con precipitaciones P_1, P_2 , etc, cada Δt , producirá un hidrograma de escurrimiento directo con ordenadas

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= P_1 \quad U_1 \\
 Q_2 &= P_2 \quad U_1 + P_1 \quad U_2 \\
 &\vdots \\
 &\vdots \\
 Q_1 &= \sum_{k=1}^{NU} P_{1-k+1} U_k
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

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

$$NQ = NU + NP - 1 \tag{2.8}$$

La ec 2.7 es sencilla de resolver pero por su misma estructura pequeñas imperfecciones en los datos pueden originar grandes errores al

estimar el hidrograma unitario. Como solución a este problema, Eagleson (Ref 5), propuso resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} U_i \phi_{PP}(\tau - i + 1); \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NU-1) \quad (2.9)$$

Donde:

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NQ} P_i Q_{i+\tau}; \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NU-1) \quad (2.10)$$

$$\phi_{PP}(\tau) = \sum_{i=1}^{NP} P_i P_{i+\tau}; \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NP-1) \quad (2.11)$$

En las ecuaciones 2.9 a 2.11, U_i , P_i y Q_i representan la i -ésima ordenada del hidrograma unitario, el hietograma de precipitación efectiva y el hidrograma de escurrimiento directo, respectivamente, separados, en los tres casos, un intervalo Δt al cual corresponde la duración que se asocia al hidrograma unitario.

Usualmente, el sistema de ecuaciones de Eagleson se utiliza para determinar el hidrograma unitario, mientras que el sistema 2.7 es utilizado para obtener un hidrograma de predicción, conocido el hidrograma unitario.

2.3 METODOS ESTADISTICOS

2.3.1 INTRODUCCION

Los procedimientos estadísticos para estimar la avenida de diseño de un vertedor son básicamente dos:

El primero sirve para calcular el valor máximo instantáneo del hidrograma de la avenida; para conformar el resto, se acostumbra mayorar alguna de las avenidas históricas más importantes.

El otro procedimiento permite calcular, además del valor del gasto máximo, la forma de la avenida de diseño correspondiente al periodo de retorno que se seleccione.

Ambos procedimientos, luego de obtener una muestra de los valores que puede tomar la variable aleatoria que se analiza, modelan el comportamiento de dicha variable mediante funciones de distribución de probabilidad.

2.3.2 ANTECEDENTES.

A continuación se explican algunos conceptos básicos de probabilidad y estadística que se utilizarán durante el desarrollo de los Métodos Estadísticos.

Organización de los datos de una muestra.

Una forma útil de organizar los datos de una muestra es mediante curvas de frecuencia relativa. Para ello se definen secuencias de grupos o clases y se les asigna a cada uno el número de valores de la muestra que le corresponde. El procedimiento es el siguiente:

1. Se determina el tamaño de intervalo ΔX comprendido entre los valores máximo X_M y mínimo X_m de la muestra.
2. Se divide ΔX en un número l de intervalos ΔX . El valor l varía entre 5 y 20, según el número total de valores de la muestra original y la precisión que se desee en los resultados.
3. Se definen l clases de intervalos en los que se agruparán las muestras, de acuerdo con la siguiente secuencia:
1er intervalo: $X_m \leq X < X_m + \Delta X$
2do intervalo: $X_m + \Delta X \leq X < X_m + 2\Delta X$
:
iésimo intervalo: $X_m + (i-1) \cdot \Delta X \leq X < X_m + (i \cdot \Delta X)$
 l intervalo: $X_m + (l-1) \cdot \Delta X \leq X < X_M$
4. Se determina la frecuencia absoluta f_1 , que es el número de valores de la muestra comprendidos en cada intervalo.

5. Se determina la frecuencia relativa fr_1 , dividiendo la frecuencia absoluta f_1 entre el número total de valores que tiene la muestra.

6. Siguiendo una secuencia del primero al último, se calculan las frecuencias relativas acumuladas hasta cada intervalo.

La gráfica que relaciona los valores X_1 agrupados en cada intervalo, con los valores de las frecuencias relativas se conoce como *histograma de frecuencias*. Si en lugar de las frecuencias relativas se usan las frecuencias acumuladas la gráfica resultante se conoce como *curva de frecuencias acumuladas*.

Parámetros estadísticos.

Se utilizan para caracterizar numéricamente los datos de una muestra y son los siguientes.

a) Medidas de tendencia central.

Media

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Donde:

- \bar{x} media de la muestra
- x_i valores de la muestra
- n número total de valores

b) Medidas de dispersión

b.1 Variancia

$$S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} = \frac{[\sum_{i=1}^n (x_i^2)] - n \cdot \bar{x}^2}{n-1}$$

Donde S_x^2 es la variancia de la muestra

b.2 Desviación estandar

$$S_x = \sqrt{S_x^2}$$

Donde S_x es la desviación estandar de la muestra

b.3 Coeficiente de variación

$$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$$

Donde:

C_v es el coeficiente de variación

c) Medidas de asimetría

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

Donde g es el coeficiente de asimetría

Características estadísticas de una población

oFunciones de distribución de probabilidad.

Una función de distribución asociada a una variable aleatoria U , se define como la probabilidad de que dicha variable tome valores menores o iguales a un valor fijo x , para toda x comprendida entre los reales, es decir:

$$F_U(x) = \text{Prob} \{ U \leq x \}$$

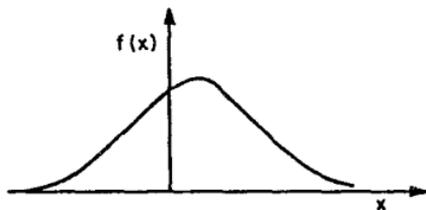
Las funciones de distribución de probabilidad, obtenidas a partir de los resultados que conforman una muestra, constituyen modelos representativos del comportamiento de la variable aleatoria, a partir de ellos es posible predecir el valor que tomará dicha variable para un periodo de retorno cualquiera.

o Función de densidad de probabilidad

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

$$f(x) = \frac{\delta}{\delta x} F_U(x)$$

La gráfica típica de la función de densidad se muestra a continuación:



La principal propiedad de esta función consiste en que el área bajo la curva definida por ella es igual a la unidad, es decir:

$$\int f(x) \cdot dx = 1$$

o Parámetros estadísticos.

Como sucede con los datos de una muestra, para caracterizar una población se utilizan también medidas de tendencia central, dispersión, asimetría, etc., de la siguiente forma:

a) Media = $\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$

b) Variancia = $\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 f(x) dx$

c) Asimetría = $\gamma = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^3 f(x) dx}{\sigma_x^3}$

Ajuste de las funciones de distribución de probabilidad.

El ajuste de una función de distribución a los datos de una muestra se realiza para poder extrapolar valores de la variable aleatoria asociados a periodos de retorno cualesquiera.

El proceso de ajuste tiene dos etapas: la identificación de la función de distribución adecuada y el cálculo de los parámetros que la determinan.

Para seleccionar el tipo de función adecuada a un caso particular, es conveniente construir el histograma de frecuencias de la muestra y comparar su forma con la de las diferentes funciones de probabilidad. También es útil considerar la experiencia adquirida en otros estudios sobre cual es la función que usualmente se ajusta mejor a determinado tipo de variable.

Para calcular los parámetros que determinan la función que mejor se ajusta existen básicamente dos criterios, para los cuales el concepto de mejor ajuste es diferente. Ambos métodos se describen a continuación.

Método de momentos.

Consiste en igualar las características estadísticas de la muestra (\bar{x} , s_x^2 y g_x) con las de la población (μ , σ^2 y γ). Así, la media de los valores muestreados x deberá ser igual a la de la función de distribución μ , (a la que se llamará primer momento); lo mismo debe suceder con las variancias s_x^2 y σ^2 (segundo momento); etc, hasta establecer tantas ecuaciones como parámetros tenga la función.

Al resolver el sistema de ecuaciones antes planteado, se obtiene el valor de los parámetros de la función de distribución que mejor se ajusta a los datos de la muestra.

Método de máxima verosimilitud.

La función de verosimilitud $L(x)=L$, se define como el producto de valores $f(x_i)$ de la función de densidad de probabilidades teórica,

calculados para cada valor x_i de la muestra, es decir:

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (2.12)$$

A un mayor valor de la función L corresponde un mejor ajuste, por lo que el mejor ajuste se obtiene cuando la función L es máxima. Así, para estimar el valor de los parámetros de una función que hacen máxima a la función L , dicha función deberá derivarse con respecto a cada uno de los parámetros. Al igualar las derivadas a cero se constituye un sistema de ecuaciones que, al ser resuelto, permite obtener el valor de los parámetros buscados.

Usualmente, dada la estructura exponencial de la mayoría de las funciones de distribución, se trabaja con el logaritmo de la función de verosimilitud, $Z = \ln L$, aprovechando que el máximo de Z corresponde al máximo de L .

Funciones de distribución de mayor uso.

Las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología son las siguientes:

- Normal
- Log Normal
- Gumbel
- Gamma
- Exponencial
- Doble Gumbel

La justificación teórica, características y evaluación de los parámetros de cada función antes mencionada, se describen con detalle en la Referencia 6.

2.3.3 METODO ESTADISTICO TRADICIONAL

Este método se basa en el análisis estadístico de la muestra de gastos máximos anuales registrados en una estación hidrométrica.

Una vez que se ha seleccionado la muestra se ajusta a estos datos una función de distribución de probabilidad, considerando lo descrito en el subcapítulo correspondiente al ajuste de funciones de distribución. Con la función así obtenida es posible extrapolar el valor del gasto asociado al período de retorno que se desee. El escurrimiento obtenido será el gasto de pico de la avenida de diseño para el vertedor de la presa.

Para conformar el resto de la avenida se acostumbra mayorar alguna avenida histórica importante mediante un factor de amplificación igual al cociente de los gastos de pico de la avenida de diseño y de la histórica, de tal manera que la forma de la primera será igual a la de la avenida histórica, pero con valores de los escurrimientos de mayor magnitud.

Cuando el volumen de regulación de una presa es pequeño, la obra de excedencias debe tener la capacidad de desalojar una avenida casi simultáneamente al ingreso de ésta en la presa, por lo que el gasto de descarga que deberá conducir el vertedor en presas de este tipo será función directa del gasto de pico de la avenida utilizada para el diseño. En virtud de lo anterior el método estadístico tradicional es una buena opción en casos como el expuesto, donde la capacidad de regulación de la presa no es importante.

Cuando por el contrario, la presa tiene una capacidad de regulación considerable, el gasto de descarga dependerá del volumen y la forma de la avenida, y no solo del valor del gasto de pico.

El método estadístico tradicional tiene el inconveniente de que la definición de la forma de la avenida, a partir de una histórica, es subjetiva.

El método de volúmenes, que se describe a continuación, surge a raíz de la necesidad de determinar objetivamente (utilizando métodos estadísticos), la forma de la avenida de diseño en presas en que, por su capacidad de regulación, dicha forma es determinante en el diseño del vertedor.

2.3.4 METODO DE VOLUMENES

Descripción del método.

El método de volúmenes propone efectuar un análisis estadístico de los promedios máximos anuales de los escurrimientos, asociados a duraciones de 1 a 15 días.

A partir de un número n de registros anuales de gastos medios diarios de la cuenca en estudio, se seleccionan para cada año el gasto más grande en un día y el promedio máximo de los escurrimientos que es posible obtener para 2, 3, 4 y hasta 15 días consecutivos en ese año. De este modo queda definida la avenida máxima en cada uno de los años analizados. Los gastos promedio resultantes se agrupan de acuerdo con la duración para la cual se obtuvieron, de modo que se tendrán 15 grupos con n datos, cada uno.

A cada uno de estos grupos se le ajusta una función de probabilidad, de acuerdo con lo descrito en el subcapítulo de ajustes, y se obtiene en cada caso el gasto promedio extrapolado para el periodo de retorno T_r que se desea .

Para obtener el hidrograma de la avenida se requiere transformar a gastos medios diarios los promedios extrapolados y luego ordenarlos de tal manera que el resultado sea la avenida de diseño.

El valor de los gastos medios diarios a partir de los escurrimientos promedio se obtiene con la siguiente ecuación:

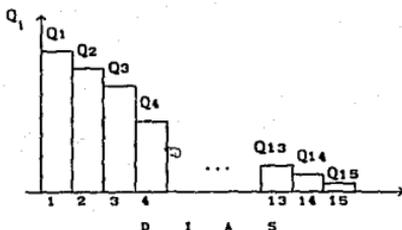
$$Q_1 = i\bar{Q}_1 - \sum_{k=1}^{n-1} Q_k = i\bar{Q}_1 - (i-1)\bar{Q}_{1-1} \quad (2.13)$$

Donde:

Q_1 = Gasto medio diario en el día i

\bar{Q}_1 = Gasto promedio para una duración de i días

Los resultados obtenidos pueden representarse en una gráfica como la que se muestra a continuación:



Existen varios criterios para ordenar los gastos Q_i obtenidos con la ec 1 que se representan en la gráfica anterior, y así determinar la avenida de diseño. En cualquier caso, la condición es que, al ordenar los gastos, se respeten los promedios obtenidos para las duraciones i de 1 a 15 días.

Un criterio utilizado consiste en tomar los gastos Q_i con i de 1 a 4 días, hacer todos los ordenamientos posibles y elegir entre ellos el que en apariencia refleje un comportamiento de la avenida lógico, considerando además las formas de las avenidas históricas que se tienen registradas.

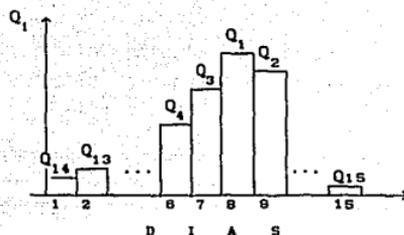
Elegido un ordenamiento, por ejemplo:

DIA	GASTO
1	Q_{14}
2	Q_{13}
3	Q_{12}
4	Q_{10}
5	Q_9

DIA	GASTO
6	Q_4
7	Q_3
8	Q_1
9	Q_2
10	Q_5

DIA	GASTO
11	Q_8
12	Q_7
13	Q_6
14	Q_{11}
15	Q_{15}

el hidrograma toma una forma como la que se muestra en la siguiente figura:



3. ANALISIS DE INFORMACION DISPONIBLE Y SELECCION DE METODOS ADECUADOS.

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

La cuenca de Malpaso pertenece a la cuenca Grijalva-Usumacinta, la cual se localiza en el sureste de México y cubre una importante porción de los Estados de Chiapas y Tabasco, una menor del Estado de Campeche y parte de la República de Guatemala. Pueden distinguirse en ella diversas provincias fisiográficas con características morfológicas y edafológicas diferentes, en las que cambian las condiciones de precipitación y temperatura, lo que origina que el paisaje y la vegetación de la cuenca sean muy variados. Estas provincias son: la planicie costera del pacífico, la Sierra Madre del Sur, las Cadenas frontales de la Sierra de Chiapas y Altas mesetas o Altiplanos, la Llanura Costera del Golfo y el Gran Valle o Depresión Central de Chiapas, en la cual se aloja, en su mayor parte, la cuenca alta del Río Grijalva.

La ubicación de cada una de estas provincias se observa en el mapa

anexo (Fig 3.1)

La superficie total de la cuenca del Grijalva-Usumacinta es de 131 157 km², de los cuales 52 600 corresponden a la cuenca del Río Grijalva. Este valor debe tomarse con cautela, dadas las dificultades que existen para determinarlo, sobre todo en la parte baja de la cuenca, donde el parteaguas no está bien definido. La superficie que corresponde a las zonas alta y media del Grijalva, que al contrario de lo que sucede con la zona baja sí están bien definidas, es de 36 362 km², y puede subdividirse como se muestra a continuación.

CUENCA	AREA PROPIA (Km ²)	AREA ACUM (Km ²)
Angostura	18 203	18 203
Chicoasén	7 354	25 557
Malpaso	9 403	34 960
Pefitas	1 402	36 362

3.2 INFORMACION HIDROLOGICA

El regimen pluviométrico establece dos periodos bien definidos: el primer periodo de precipitaciones máximas, que se registra en los meses de julio a noviembre, es producto de las perturbaciones ciclónicas que se generan en el Golfo de México y el Mar Caribe, a los cuales se agregan ocasionalmente los del Océano Pacífico; y el segundo periodo, de estiaje, que comprende los meses de diciembre a junio. La región donde se ubica la cuenca de Malpaso es una de las que registran mayor precipitación pluvial en América; en consecuencia, los escurrimientos generados llegan a ser de gran magnitud.

En el mapa de la fig 3.2 , anexo, se muestra la cuenca del Grijalva en su parte comprendida entre la frontera México-Guatemala y la cuenca de Pefitas. En él se encuentran ubicadas estaciones climatológicas e hidrométricas de la C.F.E. y la S.A.R.H. Adicionalmente, en las tablas 3.1 a 3.4 se proporciona una relación de estaciones climatológicas, con coordenadas, para las cuencas de Angostura, Chicoasén, Malpaso y

Peñitas, respectivamente.

Para el presente trabajo, el Departamento de Estudios Meteorológicos de la Comisión Federal de Electricidad proporcionó la información relativa a las cuencas del Sistema Grijalva que se presenta a continuación:

o Relación de las cinco avenidas máximas presentadas en las cuencas de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas (Ver tabla 3.5).

o Hidrogramas de las cinco avenidas históricas de las cuatro cuencas antes mencionadas, conformadas a partir de los gastos medios diarios registrados en la estación hidrométrica de interés. Las tablas 3.6 a 3.9 presentan los gastos correspondientes a las cinco avenidas en Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas.

o Precipitaciones medias diarias de las estaciones que cuentan con registros en el año en que ocurrieron las avenidas históricas en las cuencas de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas.

En las tablas 3.10 a 3.13 aparece una relación de las estaciones climatológicas, por cuenca, y se marca con un asterisco aquellas que cuentan con información correspondiente al año en que sucedió la Avenida histórica.

o Precipitaciones máximas anuales en estaciones climatológicas de la C.F.E. y la C.N.A. con 20 o más años de operación, en las cuencas de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas. Las estaciones con información disponible se muestran en las tablas 3.14 y 3.15.

Se cuenta además con información de los volúmenes de escurrimiento máximos registrados en la cuenca propia de la Presa Malpaso para duraciones de 5, 10, 15 y hasta 30 días, en un periodo de 38 años, comprendido entre 1948 y 1984. Los valores correspondientes pueden apreciarse en la tabla 3.16.

El factor de reducción por área, constante que puede definirse por regiones con características climatológicas semejantes, es un dato de

mucha utilidad en la definición de la tormenta de diseño para la cuenca. Para el presente trabajo se cuenta con los resultados obtenidos en la referencia 7, en la cual se determinaron los factores para las cuencas de Chicoasén y Copainalá, cuyos valores son los siguientes:

CUENCA	AREA (KM ²)	F . R
Chicoasén	7354	0.48
Copainalá	2725	0.64

Adicionalmente se dispuso de la información de gastos que se indica a continuación:

o Gastos medios diarios de salida, en la cuenca de Angostura, a partir de 1950 y hasta 1991, exceptuando 1974 y 1975. La información se obtuvo de la siguiente manera:

a) De 1950 a 1955: gastos registrados en la estación hidrométrica Arco de Piedra, multiplicados por un factor.

b) De 1956 a 1962: suma de los gastos medios diarios en las estaciones Arco de Piedra y Santa Isabel.

c) De 1963 a 1973 y 1976: datos registrados en la estación La Angostura.

d) De 1977 a 1991: datos de volúmenes diarios de extracción de la C.H. Angostura, registrados por el Centro Nacional de Control de Energía.

o Gastos medios diarios en la cuenca de Malpaso, en el periodo comprendido entre 1959 y 1991, obtenidos como se indica a continuación:

a) De 1959 a 1961: con excepción de enero y febrero de 1959, a partir de los registros en la estación Malpaso I.

b) De 1962 a 1965: gastos medios diarios en la estación Malpaso II.

c) De 1966 a 1973: gastos medios diarios de salida en Chicoasén, multiplicados por un factor de corrección distinto para cada mes del año.

d) De 1977 a 1991: datos de entradas por cuenca propia obtenidos del CENACE.

3.3 CARACTERISTICAS DE LA PRESA NETZAHUALCOYOTL (MALPASO)

La presa Netzahualcoyotl, de usos múltiples, constituye el primero de los aprovechamientos construidos para el desarrollo del Grijalva y el tercero construido en la cuenca a partir del sitio de su nacimiento.

La presa es una cortina de enrocamiento de 139 m de altura y corazón impermeable de arcilla. Su capacidad total al NAME es de $12\ 690 \times 10^6 \text{ m}^3$, con capacidades útil de $7\ 120 \times 10^6 \text{ m}^3$ y de control de avenidas de $3\ 460 \times 10^6 \text{ m}^3$.

El nivel de aguas máximo (NAME), es de 188 msnm. Para el nivel de operación normal (NAMO), se consideró inicialmente una elevación de 176 msnm, pero al construirse la presa Angostura, que regula una parte muy importante de la cuenca, el NAMO se modificó a la elevación 182.5 msnm. El nivel de aguas mínimo, o NAMINO, es de 141 msnm.

La variación de volúmenes en el embalse con respecto al nivel de las aguas se muestra en la siguiente tabla:

ELEV (M)	VOLUMEN ($\text{M}^3 \times 10^6$)
180	11 627
185	13 119
190	14 681

3.4 SELECCION DE METODOS ADECUADOS.

En virtud de la importancia que tiene la adecuada operación de la presa Malpaso, desde un principio se pensó que, para determinar la avenida de diseño para el vertedor de la presa, no bastaría aplicar un solo método. Incluso, si la información lo permitía, la avenida debía determinarse tanto con métodos hidrometeorológicos como con estadísticos.

Sin embargo, de acuerdo con las características físicas de la cuenca y con base en la información hidrológica disponible, es posible descartar, de entrada, algunos de los procedimientos descritos en el capítulo 2 y que integran cada uno de los métodos antes mencionados.

En el caso de los métodos hidrometeorológicos, el cálculo de la tormenta de diseño se hará mediante análisis estadístico del registro histórico de precipitaciones máximas. Esto debido a que la cuenca está rodeada de cadenas montañosas que impiden la incidencia directa de los huracanes, provenientes tanto del Golfo de México como del Océano Pacífico, por lo que no es necesario trabajar con la precipitación máxima probable (PMP).

En cuanto a los métodos estadísticos, la información de volúmenes máximos acumulados con la que se contaba en un principio y que aparece en la tabla 3.16, favoreció la aplicación del método tradicional pero con ciertas variantes: en vez de hacer la extrapolación con una función de distribución ajustada a gastos máximos anuales, el ajuste se hará con los volúmenes máximos acumulados para duraciones de 5, 10 y 15 días.

Finalmente y dado que se consiguió información de los volúmenes máximos acumulados para duraciones de 1, 2, 3 y hasta 15 días, se decidió aplicar también el método estadístico de volúmenes que, respecto al anterior, tiene la ventaja de que utiliza más información, por lo que los resultados son más confiables.

A lo largo del desarrollo del capítulo 4, que corresponde a la aplicación de los métodos alternativos, se amplía un poco más el aspecto

de la selección de determinado procedimiento, debida a las ventajas que tenga respecto a otro.

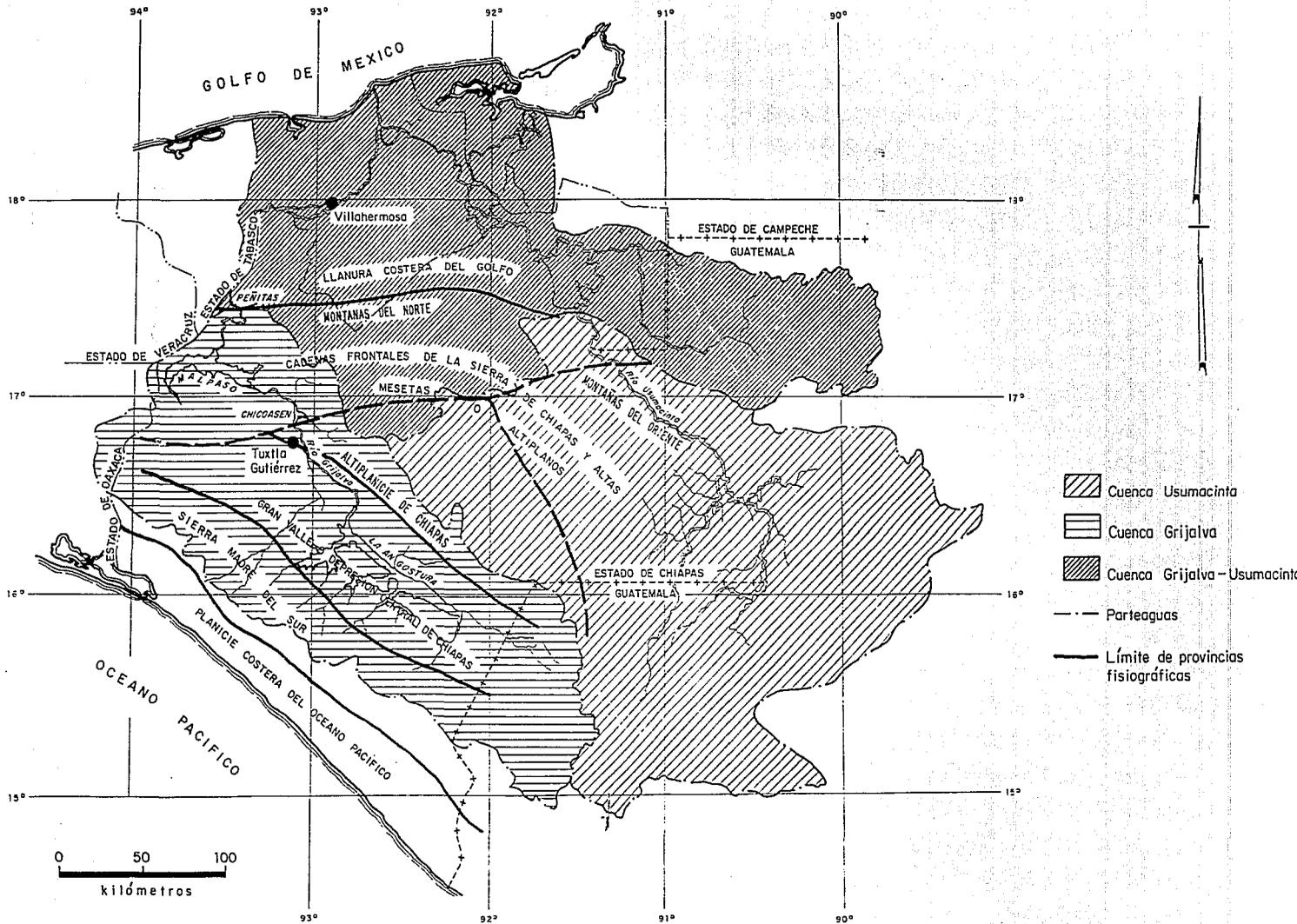


Fig 3.1 Provincias fisiográficas de la cuenca Grijalva-Usumacinta

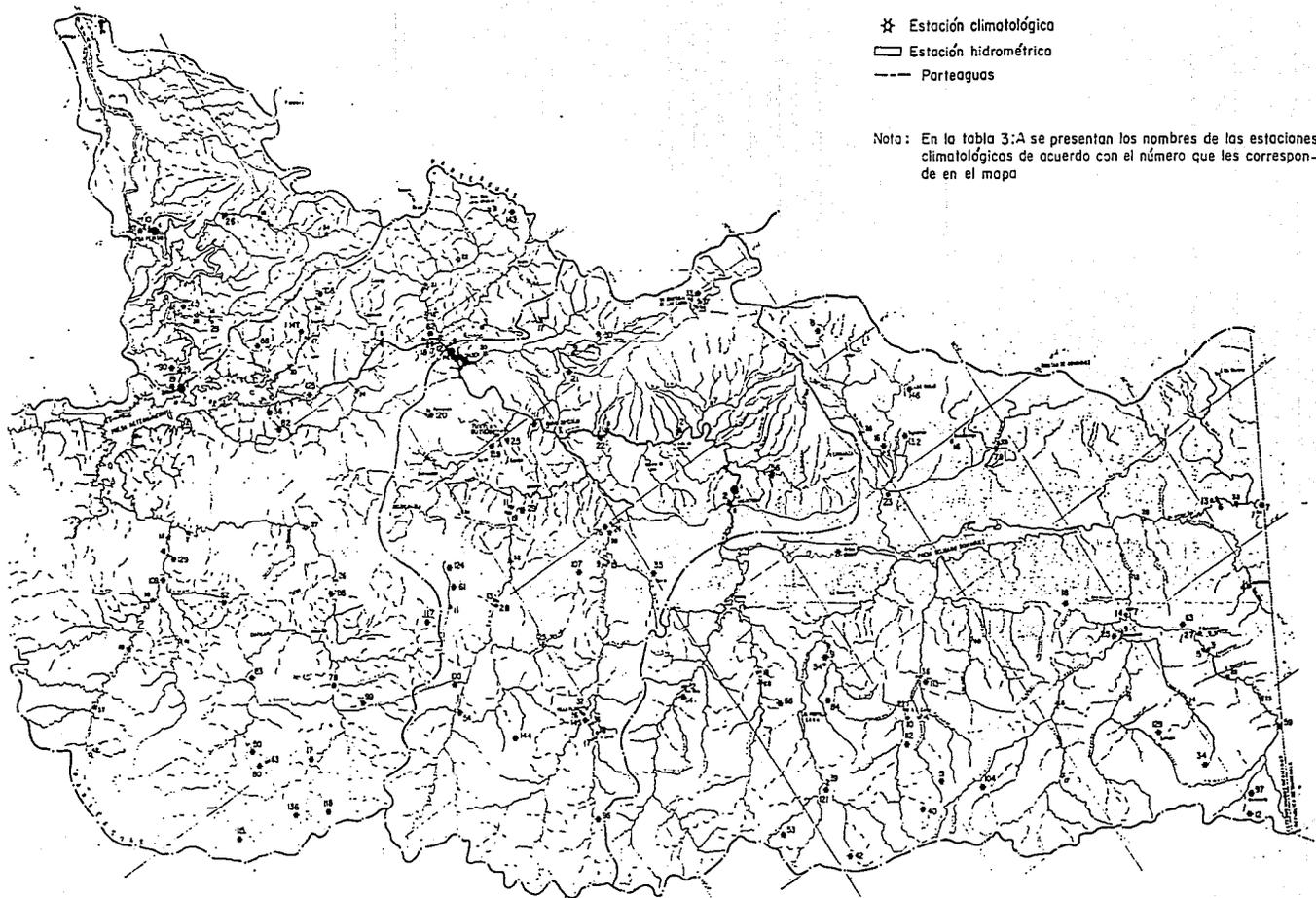


Fig 3.2 Cuenca propia de malpaso y ubicación de estaciones climatológicas e hidrométricas

E S T A C I O N E S S . A . R . H .

2.	ACALA	84.	LA TIGRILLA
6.	AMATENANGO DEL VALLE	85.	LAS FLORES II
7.	AQUESPALA	87.	LAS PEÑITAS
9.	BENITO JUAREZ	88.	LUIS ESPINOZA
12.	BUENOS AIRES	90.	MALPASO II
16.	CASCAJAL	96.	MONTERREY
17.	CATARINAS	97.	MOTZINTLA
18.	CATARINITAS	99.	NVA. PALESTINA
19.	CAMP. DIQUES 1 Y 2	100.	OBREGON
21.	CUAUHTEMOC	104.	PASO HONDO
25.	CHICOMUSELO	107.	PORTACELI
29.	BOQUERON	108.	PRESA NETZAHUALCOYOTL
30.	EL BURRERO	109.	PUEBLO VIEJO
34.	EL PORVENIR	111.	PUENTE COLGANTE II
35.	EL PARRAL	112.	QUERETARO
38.	EL PROGRESO	113.	REFORMA
40.	FINCA ANEXO PRUSIA	114.	REVOLUCION MEXICANA
42.	FCA. CUXTEPEQUES	115.	ROSENDO SALAZAR
50.	FCA. LAS CRUCES	117.	SAN ANTONIO
51.	FCA. LIQUIDAMBAR	118.	SAN CLEMENTE
53.	FCA. NVA. LINDA	120.	SAN FERNANDO
56.	FLORES MAGON	121.	SAN FRANCISCO III
57.	FCO. I. MADERO	124.	SAN JOSE
59.	FRA. AMATENANGO	125.	SAN JUAN
61.	GALEANA	127.	SANTA MARIA
62.	GRIJALVA	129.	SILTEPEC
63.	GPE. GRIJALVA	132.	SOYATITAN
66.	GUERRERO	136.	TILTEPEC
75.	LA CABAÑA	139.	TUXTLA GUTIERREZ
76.	LA ESCALERA	140.	TZIMBAC
78.	LA LIBERTAD	143.	UNION ZARAGOZA
79.	LA MESILLA	144.	URSULO GALVAN
80.	LA PROVIDENCIA	145.	VILLAFLORES
82.	LA SELVA	146.	VILLA LAS ROSAS
83.	LA UNION	147.	YAMHONO

E S T A C I O N E S C . F . E .

2.	LA ANGOSTURA	16.	SOCOLTENANGO
3.	BOMBANA	17.	SOYALO
4.	CIUDAD CUAUHTEMOC	18.	VILLACORZO
5.	COMAPALA	22.	ACALA
7.	CHIAPILLA	23.	RIO BLANCO (CASCAJAL)
8.	CHICOASEN	25.	TUXTLA II
9.	IXTAPA	26.	SAYULA I (OSTUACAN)
10.	JALTENANGO LA PAZ	27.	COMAPALA II
11.	LAS LIMAS	28.	EL TABLON
13.	PUENTE CONCORDIA	29.	TZIMBAC
14.	SAN MIGUEL	34.	BENITO JUAREZ
15.	SANTO DOMINGO		

Tabla 3.A Estaciones climatológicas en la cuenca del Grijalva

CUENCA DE ARGOSTURA		
ESTACION CLIMATOLOGICA (CNA)	LATITUD (N)	COORDENADAS
		LONG. (W)
AMATENANGO DEL VALLE	16° 33' 10"	92° 28' 30"
AQUESPALA	15° 47' 00"	91° 54' 40"
BENITO JUAREZ	16° 05' 00"	92° 50' 00"
BUENOS ALRES	15° 20' 00"	92° 16' 10"
CASCAJAL	16° 18' 30"	92° 28' 45"
CATARINITAS	15° 52' 00"	92° 20' 40"
CHICMUSELO	15° 45' 00"	92° 17' 00"
EL PORVENIR	15° 27' 25"	92° 16' 45"
FINCA ANEXO PRUSIA	15° 43' 00"	92° 48' 00"
FINCA CUKTEPEQUES	15° 43' 30"	92° 58' 00"
FINCA LIQUIDAMBAR	15° 44' 00"	92° 45' 15"
FINCA NUEVA LINDA	15° 50' 20"	93° 04' 05"
FRONTERA AMATENANGO	15° 26' 10"	92° 06' 50"
GUADALUPE GRIJALVA	15° 41' 30"	92° 10' 00"
GUERRERO	16° 02' 00"	92° 55' 45"
MESILLA	16° 11' 00"	92° 17' 30"
LA TIGRILLA	15° 59' 00"	92° 50' 45"
MOTOZINTLA	15° 21' 45"	92° 14' 40"
PASO HONDO	15° 40' 50"	92° 40' 50"
QUERETARO	15° 50' 00"	92° 45' 30"
REFORMA	15° 55' 00"	92° 40' 00"
REVOLUCION MEXICANA	16° 09' 30"	93° 04' 50"
SAN FRANCISCO III	15° 51' 30"	92° 56' 30"
SILTEPEC	15° 33' 30"	92° 19' 30"
SOYATITAN	16° 17' 30"	92° 25' 30"
VILLA LAS ROSAS	16° 22' 00"	92° 22' 00"

Tabla 3.1 Estaciones climatológicas en la cuenca de Angostura

CUENCA DE CHICOASEN		
ESTACION CLIMATOLOGICA (CNA)	LATITUD (N)	COORDENADAS LONG. (W)
VILLA DE ACALA	16° 33' 10"	92° 48' 15"
CUAUHTEMOC	16° 46' 00"	92° 55' 20"
BOQUERON	16° 37' 15"	93° 09' 30"
EL BURRERO	16° 47' 30"	92° 49' 40"
FINCA COOTLAN	16° 22' 15"	93° 28' 40"
FLORES MAGON	16° 23' 40"	92° 41' 50"
GALEANA	16° 34' 40"	93° 21' 20"
LA CABAÑA	16° 44' 30"	92° 38' 00"
LA ESCALERA	16° 29' 25"	93° 01' 30"
MONTERREY	16° 03' 30"	93° 21' 45"
OBREGON	16° 25' 30"	93° 27' 00"
PORTACELI	16° 27' 20"	93° 07' 50"
PUNTE COLGANTE	16° 44' 20"	93° 02' 10"
SAN FERNANDO	16° 52' 15"	93° 12' 25"
SAN JOSE	16° 36' 30"	93° 20' 30"
TUXTLA GUTIERREZ	16° 45' 00"	93° 08' 00"
URSULO GALVAN	16° 16' 30"	93° 25' 00"
VILLAFLORES	16° 14' 00"	93° 16' 15"

Tabla 3.2 Estaciones climatológicas en la cuenca de Chicoasén

CUENCA DE MALPASO		
ESTACION CLIMATOLOGICA (CNA)	LATITUD (N)	COORDENADAS LONG. (W)
CATARINAS	16° 27' 30"	93° 46' 50"
CAMPAMENTO DIQUES II, II	17° 11' 00"	93° 37' 00"
EL PROGRESO	17° 02' 45"	93° 28' 30"
FINCA LAS CRUCES	16° 33' 08"	93° 52' 28"
FRANCISCO I MADERO	16° 48' 00"	93° 45' 30"
GRIJALVA	16° 58' 20"	93° 07' 30"
LA LIBERTAD	16° 33' 30"	93° 39' 30"
LA PROVIDENCIA	16° 31' 00"	93° 57' 35"
LA SELVA	17° 00' 30"	93° 28' 30"
LA UNION	16° 40' 00"	93° 48' 00"
LAS FLORES II	16° 41' 45"	93° 33' 40"
LUIS ESPINOSA	17° 09' 00"	93° 25' 15"
NUEVA PALESTINA	16° 29' 30"	93° 38' 00"
PRESA NETZAHILCOYOTL	17° 10' 30"	93° 36' 00"
PUEBLO VIEJO	16° 54' 30"	93° 49' 20"
ROSENDO SALAZAR	16° 26' 05"	93° 58' 45"
SAN ANTONIO	16° 33' 00"	93° 26' 00"
SAN CLEMENTE	16° 22' 00"	93° 48' 00"
SAN JUAN	17° 01' 30"	93° 23' 15"
SANTA MARIA	16° 56' 20"	92° 48' 15"
TILTEPEC	16° 24' 00"	93° 52' 15"
UNION ZARAGOZA	17° 04' 50"	92° 50' 45"
YAMONHO	17° 07' 00"	93° 19' 50"

Tabla 3.3 Estaciones climatológicas en la cuenca de Malpaso

CUENCA DE PEÑITAS		
ESTACION CLIMATOLOGICA (CNA)	COORDENADAS	
	LATITUD (N)	LONG. (W)
LAS PEÑITAS	17° 28' 30"	93° 29' 00"
MALPASO II	17° 13' 00"	93° 34' 57"
TZIMBAC	17° 18' 10"	93° 31' 15"

Tabla 3.4 Estaciones climatológicas en la cuenca de Peñitas

RELACION DE LAS 5 AVENIDAS MAXIMAS PRESENTADAS EN LAS CUENCAS DE :

ESTACION HIDROMETRICA	Q MAXIMO	Q MEDIO	DIAS/MES	AÑO	DEP.
ANGOSTURA (1974 C.H. en Operacion)	3692.0	3301.0	23/Sept.	1963	C.F.E
	2619.0	2039.0	26/Sept.	1968	C.F.E
	2835.0	2580.0	29/Sept.	1969	C.F.E
	2708.0	2094.0	11/Sept.	1970	C.F.E
	3253.0	2951.0	02/Sept.	1973	C.F.E
CHICORSEN (1980 C.H. en Operacion)	6993.0	4740.0	23/Sept.	1963	C.F.E
	2913.0	1992.0	30/Sept.	1965	C.F.E
	2941.0	2718.0	29/Sept.	1969	C.F.E
	3127.0	2457.0	11/Sept.	1970	C.F.E
	4103.0	3923.0	02/Sept.	1973	C.F.E
MALPASO (1964 C.H. en Operacion)	4454.0	4140.0	18/Oct.	1959	C.N.A
	3632.0	2923.0	04/Nov.	1964	C.N.A
	3795.0	3610.0	29/Sep.	1962	C.N.H
	9000.0	3843.0	24/Sep.	1963	C.N.A
	3592.0	3360.0	06/Oct.	1964	C.N.A
PERITAS (1966 C.H. en Operacion)	6666.0	5382.0	03/Nov.	1951	C.N.A
	6167.0	5493.0	06/Oct.	1952	C.N.A
	7218.0	6394.0	09/Oct.	1953	C.N.H
	6285.0	5781.0	18/Oct.	1959	C.N.A
	9000.0	8140.0	24/Sep.	1963	C.N.H

Tabla 3.5 Relación de avenidas máximas en 4 cuencas del Río Grijalva

ANGOSTURA
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN \$/s

DIA	1963			1968		1969		
	SEPT	OCT		SEPT	OCT	AGOS	SEPT	OCT
1		1 780			612		1 248	1 608
2		1 331			719		1 516	1 321
3		1 371			893		2 437	2 326
4		1 225			905		1 512	1 280
5		1 137			495		1 564	1 348
6		1 013			166		1 848	1 181
7		1 050					1 487	1 233
8		1 036					1 593	1 280
9		1 119					1 913	1 156
10		1 076					2 356	1 088
11		861					1 773	892
12		803					1 498	934
13		714					2 188	934
14		651					1 861	861
15		606		740			1 438	783
16		566		495			1 388	767
17	889			801			1 412	
18	840			653			1 518	
19	844			731			1 678	
20	643			1 045			1 481	
21	1 071			1 889		978	1 541	
22	1 100			1 643		921	1 523	
23	2 201			1 754		1 439	1 829	
24	2 872			2 039		1 638	1 748	
25	1 966			1 568		1 612	1 487	
26	1 262			1 233		1 488	1 963	
27	874			1 026		1 428	2 888	
28	2 472			914		1 932	2 189	
29	2 152					2 440		
30	1 427							
31								

ANGOSTURA
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN \$/s

DIA	1970			1972	
	AGOS	SEPT	OCT	AGO	SEPT
1		1 298	1 328		2 678
2		1 487	1 392		2 881
3		1 144	1 318		1 896
4		1 812	1 238		1 642
5		987	1 241		1 242
6		1 058	1 264		1 281
7		1 979	988		1 186
8		1 042	878		1 068
9		1 149	748		884
10		1 196	731		973
11		1 988	678		921
12		1 812			961
13		1 244			786
14		1 278			732
15		1 151			819
16		1 087			
17		878			
18		1 005			488
19		1 027			731
20		1 085			588
21		1 023			741
22		1 498			612
23		1 321			932
24	428	1 233			1 192
25	361	1 222			1 862
26	280	1 241			1 188
27	671	1 269			1 721
28	1 452	1 278			1 448
29	1 926	1 128			1 870
30	1 824	1 225			2 278
31	1 460				2 712

Tabla 3.6 Avenidas máximas en la cuenca de Angostura

CHICOASÉN
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M³/D

DÍA	1963			1965			1969		
	SEPT	OCT		SEPT	OCT		AGO	SEPT	OCT
1		2 242			1 593		842	2 258	2 187
2		2 096			1 542		893	2 317	2 481
3		1 888			1 701		1 095	1 543	1 576
4		1 672			2 143		1 247	1 693	1 616
5		1 417			2 823		2 265	1 744	1 481
6		1 209			1 508		1 729	1 068	1 562
7		1 149			2 376		1 462	2 212	2 314
8		1 156			1 827		1 206	1 868	1 478
9		1 243			1 600		1 188	1 727	1 570
10		1 373			1 192		1 489	2 168	1 397
11		1 142			1 08		1 780	1 520	1 331
12		1 857			900		1 465	2 442	1 192
13		882			944		1 239	1 909	1 124
14		790			979		1 086	2 282	1 088
15	471.0	735	577	1 325	1 324	2 378	1 043		
16	800.0	679	866	1 864	1 269	1 851	894		
17	644.0	843	1451	2 008	1 298	1 970	454		
18	637.5		662	1 741	1 162	1 865	832		
19	842.5		742	1 454	1 216	1 722	785		
20	999.0		778	1 360	1 044	1 645	748		
21	1 120.0		892	1 358	1 269	1 614	937		
22	1 998.0		1 417	1 439	1 224	1 197	1 032		
23	4 740.4		1 414	1 437	1 169	1 845	870		
24	4 884.4		1 208	1 434	1 274	1 799	841		
25	3 037.5		1 442	1 324	1 494	1 449	827		
26	2 347.5		1 169	1 076	2 008	2 475	789		
27	2 932.0		1 165	1 013	1 274	2 422	757		
28	3 418.0		1 577	870	1 434	1 436			
29	3 148.0		1 925	786	1 725	1 718			
30	2 437.5		1 982	726	2 247	1 648			
31					1 439				

CHICOASÉN
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M³/D

DÍA	1970			1973		
	AGO	SEPT	OCT	AGO	SEPT	
1		1 746	1 890		3 428	
2		2 209	1 902		3 923	
3		1 709	1 406		3 595	
4		1 350	1 694		3 484	
5		1 312	1 812		1 969	
6		1 238	1 908		2 042	
7		1 207	2 499		3 029	
8		1 370	1 156		1 628	
9		1 482	1 038	811	1 601	
10		1 432	988	920	1 494	
11		3 427	868	949	1 407	
12		3 812	808	781	1 247	
13		3 142	794	658	1 134	
14		3 494	804	882	946	
15		1 544	867	1 182	1 186	
16		1 228	803	1 287	1 073	
17		1 134		1 020	944	
18		1 189		704	851	
19		1 227		704	705	
20		1 242		499	618	
21		1 227		1 606		
22		1 746		1 492		
23		2 431		1 238		
24	440	1 844	1 577	1 576		
25	422	1 685		2 238		
26	288	1 890		2 192		
27	546	1 942		2 259		
28	1 459	1 869		2 098		
29	2 151	1 847		2 153		
30	1 860	1 505		3 919		
31	1 740			2 238		

Tabla 3.7. Avenidas máximas en la cuenca de Chicoasén

MALPASO
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M³/s

1959		1961	
DIA	NOV	OCT	NOV
1	869.5		1833.0
2	866.4		1743.4
3	710.6		2400.5
4	839.4		2932.1
5			1879.2
6	941.7		1884.1
7	963.7		1120.5
8	868.4		2077.0
9	403.4		1732.0
10	710.2		1437.9
11	1107.4		1109.6
12	1972.8		1018.4
13	1236.1		926.5
14	2432.9		876.9
15	1688.7		989.0
16	1280.5		828.0
17	1466.1		782.6
18	2438.0		
19	4139.7		
20	3276.8		
21	3981.0		
22	1799.9		
23	1637.3		
24	1815.3		
25	1533.9		
26	1352.3		
27	1376.1		
28	1171.4		
29	1049.8		
30	1029.5	926.4	
31	829.3	517.1	
		490.1	
		744.0	

MALPASO
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M³/s

1962		1963	
DIA	AGO	SEPT	OCT
1		1 888.7	2 949.4
2		1 342.7	3 529.4
3		1 218.1	2 166.2
4		1 731.4	1 528.4
5		1 379.2	2 039.2
6		1 714.4	3 537.8
7		1 732.6	2 821.8
8		1 411.4	1 978.6
9		1 258.2	1 435.0
10		1 482.9	1 411.0
11		1 588.6	1 349.0
12		1 468.2	1 104.9
13		1 492.8	1 120.0
14		1 831.8	1 170.2
15		1 878.3	1 132.4
16		2 842.8	1 458.0
17		2 342.8	978.4
18	413.4	2 893.1	920.4
19	476.1	2 931.9	927.2
20	593.4	2 783.3	832.8
21	561.9	2 339.8	784.8
22	723.8	2 651.9	
23	782.0	2 722.3	
24	1 458.2	2 139.8	
25	1 060.7	2 066.3	
26	878.1	1 831.4	
27	946.1	1 948.4	
28	1 049.7	2 016.6	
29	1 068.8	2 410.9	
30	1 218.8	2 518.4	
31	2 046.8		

MALPASO
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M³/s

1963		1964	
DIA	SEP	OCT	SEP
1		2 981.4	1 422.0
2		2 703.9	1 256.4
3		2 288.0	1 216.8
4		2 019.4	1 798.9
5		1 709.4	2 282.4
6		2 118.0	3 346.0
7		1 939.9	2 461.9
8		2 052.0	2 896.0
9	401.2	1 852.8	1 594.2
10	788.8	1 888.2	1 268.1
11	917.7	1 460.3	1 324.8
12	913.0	1 462.6	1 313.0
13	864.7	1 267.0	1 097.9
14	789.8	1 220.8	1 016.8
15	738.8	1 018.6	1 167.4
16	907.1	937.3	1 188.2
17	948.1	906.5	1 223.9
18	809.0	849.4	1 259.2
19	1 179.3	823.4	1 321.8
20	1 287.6	792.8	1 287.6
21	1 188.4	739.4	1 282.8
22	1 877.7	687.3	1 319.4
23	4 519.5	648.1	1 180.1
24	8 842.9		1 081.8
25	9 719.5		1 266.4
26	4 241.7		1 469.2
27	5 234.4		1 887.2
28	5 249.9		2 413.0
29	4 400.3		1 917.2
30	3 817.8		1 512.0
31			

Tabla 3.8 Avenidas máximas en la cuenca de Malpaso

PEÑITAS

GASTOS MEDIO DIARIOS EN M³/S

1 9 5 1 1 9 5 1

DIA	OCT	NOV	SEPT	OCT
1		562.1	823.2	4 181.7
2		797.1	4 181.7	4 181.7
3		5 322.5	781.0	4 187.5
4		2 788.0	1 223.7	4 622.6
5		1 388.0	5 412.3	5 814.9
6		869.5	1 402.5	3 483.2
7		920.2	1 474.4	709.2
8		1 563.2	1 719.0	5 148.8
9		1 218.2	3 928.0	3 115.4
10		964.5	8 226.0	4 203.0
11		717.0	2 640.2	3 805.4
12		479.0	2 208.2	2 880.0
13		452.4	1 895.1	1 436.6
14		900.4	2 514.2	1 107.0
15		488.4	1 144.4	1 828.7
16			4 224.4	2 845.9
17			1 287.2	2 444.9
18			1 328.2	2 948.4
19			1 428.1	3 234.2
20			1 489.2	3 571.2
21			1 539.0	2 823.0
22			2 220.0	1 811.1
23			1 928.0	1 865.0
24			1 426.0	1 169.7
25			1 230.0	1 254.9
26			2 058.2	1 218.7
27			1 294.0	1 120.0
28			1 274.4	1 044.7
29			1 212.0	1 016.0
30	748.1			
31	448.0			

PEÑITAS

GASTOS MEDIO DIARIOS EN M³/S

1 9 5 3 1 9 5 3

DIA	SEPT	OCT	OCT	NOV
1		1 448.0		1 048.7
2		2 040.0		1 254.0
3		2 274.2		1 839.0
4		2 028.0		806.2
5		2 287.4		882.6
6		2 124.2		746.2
7		873.0		428.4
8		728.7		462.0
9		892.2		624.2
10		1 749.2		1 268.2
11		2 217.5		1 609.0
12		2 889.1		1 402.6
13		2 892.5		1 431.8
14		2 684.4		1 999.1
15		3 184.2		1 738.1
16		1 819.2		2 224.2
17		1 708.4		2 862.4
18		1 529.0		2 785.0
19		1 148.4		2 812.4
20		1 254.0		2 774.1
21		1 524.0		2 869.0
22		1 847.0		2 844.4
23		1 426.0		2 820.0
24		1 442.2		2 723.2
25		1 224.0		1 869.7
26		1 218.2		2 871.2
27		1 264.0		1 540.4
28		1 157.2		2 287.4
29		1 200.1		1 284.2
30		1 240.1		1 210.2
31				1 254.0

PEÑITAS

GASTOS MEDIO DIARIOS EN M³/S

1 9 5 3

DIA	SEPTIEMBRE	OCTUBRE
1		2 747.2
2		2 448.2
3		2 880.0
4		2 824.0
5		2 259.1
6		2 944.2
7		2 844.2
8		2 284.2
9		2 782.0
10		2 782.0
11		2 209.0
12		2 879.1
13		2 519.0
14		2 793.4
15		2 218.0
16		1 220.0
17	1 212.4	1 074.0
18	2 792.2	2 844.0
19	1 244.0	3 011.1
20	1 444.0	2 980.0
21	1 078.0	2 920.0
22	2 866.2	2 264.0
23	2 942.2	
24	2 249.0	
25	4 491.0	
26	5 469.2	
27	5 229.0	
28	3 860.2	
29	4 250.2	
30		
31		

Tabla 3.9 Avenidas máximas en la cuenca de Peñitas

PERIODO DE LLUVIAS

CUENCA DE ANGOSTURA

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	1963	1968	1969	1970	1973	DEP.
Hmatenango del Valle	--	*	*	*	*	C.N.A
Hquespala	--	*	*	*	*	C.N.A
Catarinitas	--	*	*	*	*	C.N.A
Fca. Hnexo Prusia	*	*	*	*	*	C.N.A
Fca. Cuatpeques	*	*	*	*	*	C.N.A
Fca. Liquidambar	*	*	*	*	*	C.N.A
Fca. Hmatenango	*	--	--	*	*	C.N.A
Gpe. Brijatva	*	*	*	*	*	C.N.A
La Mesilla	*	*	*	--	*	C.N.A
San Fco. III	*	*	*	*	*	C.N.A
Siltepec	--	--	--	*	*	C.N.A
Cd. Cuautemoc	*	*	*	*	*	C.F.E
Jaltenango la Paz	--	--	--	*	*	C.F.E
Pte. Concordia	*	*	*	*	*	C.F.E
Socotlanango	--	--	--	*	*	C.F.E
Angostura	*	*	*	*	*	C.F.E
Hco de piedra	--	--	--	*	*	C.F.E

Nota :

* Informacion existente en los archivos.

-- E.L. no instalada.

Tabla 3.10 Registro de lluvias existente. Cuenca de Angostura

PERIODO DE LUVIAS

CUENCA DE CHICOSEN

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	1963	1965	1969	1970	1973	DEP.
Villa de Mata	*	*	*	*	*	C.N.A
Boqueron	*	*	*	*	*	C.N.A
Eca. Ucollan	*	*	*	*	*	C.N.A
La Labana	*	*	*	*	*	C.N.A
La Escalera	*	*	*	*	*	C.N.A
Portaceli	*	*	*	*	*	C.N.A
Pte. Colgante	*	*	*	*	*	C.N.A
Tuxtla Gutierrez	*	*	*	*	*	C.N.H
Villalobos	*	*	*	*	*	C.N.A
Ixtapa	*	*	*	*	*	C.F.E
Las Limas	--	--	--	*	*	C.F.E
Soyato	*	*	*	*	*	C.F.E
Chicoasen	*	*	*	*	*	

Nota :

* Informacion existente en los archivos (C.F.E)

-- E.C. No instalada.

Tabla 3.11 Registro de lluvias existente. Cuenca de Chicoasén

PERIODO DE LLUVIAS

CUENCA DE MALPASO

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	1959	1961	1962	1963	1964	DEP.
Campamento Diques II y III	--	--	--	*	*	C.N.R
El Progreso	*	*	*	*	*	C.N.R
La Libertad	--	--	--	*	*	C.N.R
La Providencia	--	*	*	*	*	C.N.R
Las Flores II	*	*	*	*	*	C.N.R
San Juan	--	*	*	*	*	C.N.R
Malpaso II	*	*	*	*	*	C.N.R

Nota :

- * Informacion existente en el Archivo (C.F.E)
- t.c. No instalada.

Tabla 3.12 Registro de lluvias existente. Cuenca de Malpaso

PERIODO DE LLUVIAS

CUENCA DE PEÑITAS

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	1962	1963	1964	1965	1967	DEP.
Las Peñitas	*	*	*	*	*	C.N.R
Tzimbac	*	*	*	*	*	C.N.R
Malpaso II	*	*	*	*	*	C.N.R
Campamento Diques II, III	-	*	*	*	*	C.N.R

Nota :

* Información existente en el archivo (C.F.E.)

- E.C. No instalada.

Tabla 3.13 Registro de lluvias existente. Cuenca de Peñitas

RELACION DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

C.F.E.

CON 20 O MÁS AÑOS DE OPERACION.

No.	ESTACION	CUENCA	EQUIPO	
			PLUVIOMETRO	PLUVIOGRAFO
04	CD. CUHUATEMOC	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	_____
05	LUMALPH	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	_____
10	JALTENANGO LA PHZ	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	PLUVIOGRAFO
13	PUNTE CONCORDIA	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	_____
16	SUCUTLANANGO	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	_____
23	RIO BLANCO	ANGUSTURA	PLUVIOMETRO	_____
02	ANGUSTURA	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	PLUVIOGRAFO
07	LAHUELLA	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
09	IXTAPA	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
11	LMS LIMES	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
17	SOYRLO	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
18	VILLA LONDO	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
25	PUJALT II	CHICUHEN	PLUVIOMETRO	_____
08	CHICUHEN	MALPHSU	PLUVIOMETRO	PLUVIOGRAFO
03	BUMBANA	MALPHSU	PLUVIOMETRO	_____

Tabla 3.14 Relación de estaciones climatológicas (C. F. E.)

RELACION DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS DE C.N.A.
(CON 20 O MAS AÑOS DE OPERACION)

No.	ESTACION	CUENCHA	EQUIPO	
			PLUVIOMETRO	PLUVIOGRAFO
6	Hmatenango del Valle	Angostura	*	
7	Hquespata	Angostura	*	
18	Catarinitas	Angostura	*	
40	Fca. Hnexo Prusia	Angostura	*	
42	Fca. Cuxtepeques	Angostura	*	
51	Fca. Liquinamular	Angostura	*	
59	Fra Hmatenango	Angostura	*	
63	Upe. Grijalva	Angostura	*	
79	La Mesilla	Angostura	*	
121	San Francisco II	Angostura	*	
129	Siltepec	Angostura	*	
2	Villa de Hcala	Chicoasen	*	
29	Boqueron	Chicoasen	*	
30	El Burrero	Chicoasen	*	
54	Fca. Ucotlan	Chicoasen	*	
75	La Labana	Chicoasen	*	
76	La Escatera	Chicoasen	*	
107	Purhaleli (Parícut)	Chicoasen	*	
111	Puente Volcante	Chicoasen	*	
129	Iuxtlá Gutierrez	Chicoasen	*	
145	Villaflores	Chicoasen	*	
19	Lampamentos Diques II, III	Malpaso	*	
26	EL Progreso	Malpaso	*	
62	Grijalva	Malpaso	*	
78	La Libertad	Malpaso	*	
80	La Providencia	Malpaso	*	
83	La Union	Malpaso	*	
85	Las Flores II	Malpaso	*	
117	San Antonio	Malpaso	*	
118	San Clemente	Malpaso	*	
125	San Juan	Malpaso	*	
127	Santa María	Malpaso	*	
147	Yamonho	Malpaso	*	
50	Malpaso II	Penitas	*	
87	Las Penitas	Penitas	*	
140	Izimbac	Penitas	*	

Nota : * Estaciones con Pluviómetro

Tabla 3.15 Relación de estaciones climatológicas (C. N. A.)

1. Volúmenes máximos registrados en la cuenca propia de la Presa Malpaso para distintas duraciones

Año	5 días	10 días	15 días	20 días	25 días	30 días
1948	401	703	989	1161	1299	1407
1949	492	799	1026	1344	1549	1818
1950	522	956	1320	1586	1786	1938
1951	475	863	1263	1814	1901	2283
1952	990	1812	2394	2881	3442	3798
1953	897	1414	1746	2002	2291	2547
1954	796	1312	1893	2428	2974	3299
1955	876	1578	2252	2810	3640	4060
1956	880	1629	2090	2838	2955	3532
1957	440	793	1156	1421	1782	2092
1958	493	883	1178	1850	1938	2180
1959	735	1062	1352	1640	1827	1701
1960	295	550	783	1029	1221	1431
1961	511	811	978	1058	1435	1651
1962	608	1007	1529	1910	2278	2565
1963	1554	2300	2820	3012	3288	3403
1964	423	828	855	992	1197	1380
1965	642	933	1048	1367	1791	1926
1966	205	291	444	526	629	716
1967	398	677	858	1038	1261	1432
1968	292	481	705	866	989	1119
1969	482	756	939	1229	1503	1787
1970	1192	1769	2213	2913	3691	4302
1971	436	766	1068	1396	1573	1725
1972	142	262	368	478	568	658
1973	1222	1967	2370	3003	3355	3639
1974	429	480	877	1004	1170	1309
1975	343	585	824	985	1135	1233
1976	271	430	518	589	695	727
1977	279	371	464	518	580	628
1978	316	505	675	835	1033	295
1979	736	1174	1568	1928	2370	2759
1980	1699	2065	2438	2653	2748	2838
1981	506	738	1024	1295	1532	1782
1982	479	716	973	1259	1409	1515
1983	507	875	1226	1657	1960	2228
1984	557	1073	1365	1763	2043	2363

Tabla 3.16 Volúmenes máximos. Cuenca propia de Malpaso

4. APLICACION A LAS PRESAS DEL RIO GRIJALVA

4.1 INTRODUCCION

En los dos capítulos anteriores se hizo una descripción de los métodos que más frecuentemente se utilizan para determinar la avenida de diseño del vertedor de una presa y se analizó la información con la que se cuenta para el presente trabajo. Considerando lo anterior y por la importancia que tiene la adecuada operación del vertedor de la presa Malpaso, en el presente capítulo se utilizarán tanto métodos hidrometeorológicos como estadísticos para determinar la avenida de diseño de dicha presa.

4.2 DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO MEDIANTE METODOS HIDROMETEOROLOGICOS

4.2.1 INTRODUCCION

El procedimiento de cálculo puede dividirse en los siguientes pasos:

1. Análisis de cinco avenidas históricas en la cuenca.
 - a) Construcción del hietograma de la tormenta correspondiente a cada avenida histórica.
 - b) Determinación del escurrimiento en la cuenca.
 - c) Estimación de la lluvia efectiva y cálculo de las pérdidas.
 - d) Obtención del hidrograma unitario instantáneo.
2. Obtención del hidrograma unitario instantáneo $\overline{H.U.I}$ característico de la cuenca.
3. Determinación de la tormenta de diseño con métodos estadísticos.
4. Obtención del hidrograma de gasto medio diario a partir del $\overline{H.U.I}$. característico de la cuenca y el hietograma de la tormenta de diseño.
5. Tránsito de la avenida.

4.2.2 CONSTRUCCION DE LOS HIETOGRAMAS DE LAS TORMENTAS HISTORICAS

Para la construcción del hietograma de las tormentas se seleccionó un tamaño de intervalo de un día, de acuerdo con la información disponible y considerando la velocidad de respuesta de la cuenca y la capacidad de regulación de la presa.

Se trazaron polígonos de Thiessen para las estaciones que contaban con datos de precipitación en la fecha de las avenidas históricas. Así,

con el área de influencia y las precipitaciones medias diarias de cada estación, se obtuvo la precipitación media diaria en la cuenca:

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hp_{m_i} A_i}{A_c} \quad (4.1)$$

Donde:

- hp_m precipitación media diaria en la cuenca, en mm
- hp_{m_i} precipitación media diaria en la estación climatológica i , en mm
- A_i área de influencia de la estación climatológica i , en km^2
- A_c área de la cuenca, en km^2
- n número de estaciones climatológicas en la cuenca

En forma preliminar se definió una duración total de tormenta de 10 días: el correspondiente al día que se presentó el escurrimiento máximo y seis días anteriores y tres posteriores a esa fecha .

Los datos de alturas de lluvia por estación , así como la precipitación media diaria en la cuenca, obtenida según la ec 4.1, se presentan en las tablas 4.1 a 4.5.

4.2.3 DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO EN LA CUENCA

La información obtenida de los registros en las estaciones hidrométricas de interés en la cuenca fue de gastos medios diarios.

Para estimar el escurrimiento por cuenca propia de Malpaso tuvo que restarse al hidrograma medido en Malpaso el medido en Angostura. Para un primer resultado se consideró que no había defasamiento en el tiempo entre ambos hidrogramas, es decir, al gasto medido en Malpaso se le restó el medido ese mismo día en Angostura. Una segunda alternativa consistió en restar al gasto de Malpaso el gasto medido el día anterior en Angostura. En la tabla 4.6 se muestran ambos resultados para las avenidas de 1961 y 1962.

De entre los dos hidrogramas de cuenca propia obtenidos se seleccionó el segundo, pues como se aprecia en las figuras 4.1 y 4.2, este mostraba un comportamiento más acorde con la variación de las lluvias según el hietograma.

Los escurrimientos finales para cada una de las cinco avenidas se muestran en la tabla 4.7.

4.2.4 ESTIMACION DE LA LLUVIA EFECTIVA Y CALCULO DEL INDICE DE INFILTRACION

Separación del gasto base del escurrimiento directo.

Para obtener el volumen de escurrimiento directo se supuso el gasto base constante. El procedimiento se describe a continuación:

- Se propone un valor del gasto base Q_b
- Se calcula el valor del gasto directo Q_d
- Se determina el volumen de escurrimiento directo VED
- Conocidos el área de la cuenca A_c y el VED se obtiene la lámina de lluvia efectiva causante del escurrimiento directo.

$$LED = \frac{VED}{AC}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.8.

Cálculo del índice de infiltración media.

Se consideró al índice ϕ constante durante la tormenta. Se obtuvo mediante aproximaciones sucesivas hasta igualar la altura de lluvia en exceso con la lámina de escurrimiento directo.

Con el valor de ϕ obtenido restado del hietograma total de la tormenta se obtuvo el hietograma de precipitación efectiva.

Los valores del índice de infiltración y las alturas de lluvia

efectiva de cada tormenta histórica se muestran en la tabla 4.9.

En caso de que el hietograma así obtenido no reflejara en forma adecuada la variación del escurrimiento, se proponía un nuevo valor de Q_b y se repetía el procedimiento, como se verá más adelante.

4.2.5 RELACION LLUVIA EFECTIVA-ESCURRIMIENTO DIRECTO

Para hacer la transformación de la lluvia efectiva en escurrimiento directo se utilizó el método del hidrograma unitario instantáneo.

El cálculo de las ordenadas del hidrograma unitario se hizo mediante un programa de computadora: ESC, que se basa en la solución planteada por Eagleson (Ref 8) , que propone el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} u_i \phi_{PP}(\tau-i+1) ; \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NU-1) \quad (\text{ec 4.2})$$

Donde:

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NQ} P_i Q_{i,\tau} ; \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NU-1)$$

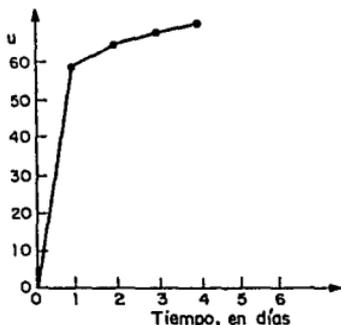
$$\phi_{PP}(\tau) = \sum_{i=1}^{NP} P_i P_{i,\tau} ; \text{ para } \tau = 0, 1, \dots, (NP-1)$$

Con las ordenadas del hidrograma unitario (de tiempo $\Delta t=1$ día) así obtenidas y el hietograma en exceso, una segunda parte del programa calcula el hidrograma de escurrimiento directo que se produciría con esos datos, los compara con el hidrograma real y obtiene el porcentaje de error.

En las tormentas de 1961, 62 y 64 sucedió que, aparentemente, el gasto de pico ocurría en el mismo intervalo de tiempo en el que se presentaba la lluvia máxima. Esto, que no es así en la realidad, puede ser debido al intervalo de tiempo Δt seleccionado y a la forma en que se definen los días de lluvia. Para que la correspondencia entre

hietogramas e hidrogramas fuera más lógica, estos últimos se defasaron un día en el tiempo, para lo cual se consideró un escurrimiento igual a cero al principio del hidrograma.

Por otro lado el hidrograma unitario instantáneo calculado a partir de los datos de gasto y precipitación en 1962 resultó como se muestra en la siguiente figura, y en él no se tiene definida la bajada.



Conocidos el hietograma de precipitación efectiva con un número de barras NP y el hidrograma unitario con número de ordenadas NU, el hidrograma de escurrimiento directo de predicción que se obtendría tendría un número de ordenadas:

$$NQ = NU + NP - 1$$

Despejando NU:

$$NU = NQ - NP + 1$$

De la ecuación anterior se ve que si el número de ordenadas NP se acerca al número de ordenadas del hidrograma NQ, el número de ordenadas NU será menor.

En el caso de la avenida de 1962 sucedía lo anterior y el resultado era un hidrograma unitario incompleto. Se optó entonces por aumentar NQ agregando ceros al final del hidrograma.

Hidrograma unitario instantáneo característico de la cuenca.

Haciendo un promedio de los cuatro hidrogramas instantáneos seleccionados de entre los cinco obtenidos a partir de avenidas históricas en la cuenca de Malpaso, se llega a un hidrograma unitario instantáneo promedio $\overline{H.U.I.}$.

Para obtener el $\overline{H.U.I.}$, se dibujaron en una misma gráfica los 4 H.U.I. (fig 4.3) haciendo coincidir el gasto de pico. Una vez dibujados se trazó en forma subjetiva el $\overline{H.U.I.}$, y se obtuvieron las correspondientes ordenadas u_p .

Como por definición el hidrograma unitario es el hidrograma de escurrimiento directo que produce una lluvia efectiva de 1 mm, se tiene que:

$$V_{ED} = (Ac \times 10^6) \times (1 \text{ mm} \times 10^{-3}) \quad ; \quad \begin{array}{l} Ac \text{ en km}^2 \\ V_{ED} \text{ en m}^3 \end{array}$$

$$V_{ED} = Ac \times 10^3$$

Por otro lado:

$$V_{ED} = \sum_{i=1}^{NU} u_i \times 86\,400 \quad ; \quad \begin{array}{l} u_i \text{ en m}^3/\text{s} \\ V_{ED} \text{ en m}^3 \end{array}$$

Igualando:

$$Ac \times 10^3 = \sum_{i=1}^{NU} u_i \times 86\,400$$

Despejando:

$$\sum_{i=1}^{NU} u_i = \frac{Ac \times 10^3}{86\,400} \quad , \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Como $Ac = \text{cte}$ entonces:

$$\sum_{i=1}^{NU} u_i = \text{cte}$$

Para el caso de Malpaso $A_c = 16\ 757\ \text{km}^2$ y $\sum_{i=1}^{NU} u_i = 194\ (\text{m}^3/\text{s})$

Para que esta condición se cumpliera, el $\overline{H.U.T.}$ obtenido del trazo se multiplicó por un factor F y se obtuvo el $\overline{H.U.T.}$ característico definitivo, que se muestra en la figura 4.4.

Con objeto de verificar si el hidrograma de predicción obtenido a partir del $\overline{H.U.T.}$ característico de la cuenca resultaba aproximado al hidrograma histórico real, se obtuvo el primero mediante un programa de computadora que resuelve el sistema de ecuaciones definido por:

$$Q_i = \sum_{k=1}^i P_k u_{i-k+1} \quad ; \quad i = 1, 2, \dots, NU \cdot NP - 1 \quad (\text{ec 4.3})$$

Donde P es la precipitación efectiva en el intervalo de tiempo k y u la ordenada del hidrograma unitario en el intervalo $i-k+1$.

El hidrograma de predicción así obtenido se dibujó superponiéndolo al real. En general los resultados fueron satisfactorios, como se aprecia en las figuras 4.5 y 4.6.

Sin embargo, de la figura 4.7 se ve que el hidrograma de predicción obtenido a partir de los datos de 1963 resulta ligeramente inferior en su primer pico pero, en el segundo, el valor real es notoriamente superior al estimado.

La avenida histórica de 1963 mereció atención especial en tanto que fue el único caso en el cual se contó con información de precipitación en las subcuencas de Malpaso y Chicoasén y a partir de ella se obtuvo la precipitación media diaria en la cuenca.

Para la obtención del $\overline{H.U.T.}$ se consideró a ϕ constante. En realidad, el índice de infiltración es mayor al principio y menor al final de la tormenta.

Proponiendo ϕ variable como se observa en la figura 4.8, se obtuvo

nuevamente el hidrograma de predicción según los datos de 1963, que se muestra con línea punteada en la figura 4.7. Sin embargo la variación de los picos del último hidrograma respecto al primero fue apenas perceptible.

Todavía en relación con la avenida de 1963, se ve que el valor de ϕ resultó considerablemente mayor al obtenido en las otras fechas. Se propuso entonces un valor de gasto base variable como se ve en la figura 4.9 y, partiendo del H.U.T. ya calculado, se obtuvo el hidrograma de predicción de la figura 4.10, cuyos valores esperados se aproximaron más a los reales. Además, al aumentar el volumen de escurrimiento directo y en consecuencia la precipitación efectiva, se obtuvo un valor de ϕ que resultó semejante a los obtenidos para las otras avenidas históricas.

Los valores del gasto directo considerando el gasto base variable, así como el hidrograma efectivo de la tormenta de 1963 se presentan en la tabla 4.10.

4.2.8 OBTENCIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO POR MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Estimación de la magnitud de la tormenta simultánea.

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los valores máximos de precipitación registrados en el pasado, para, extrapoliando la función, determinar la precipitación asociada a un periodo de retorno T_r .

El análisis se hizo a partir de los registros de precipitaciones máximas anuales en 13 estaciones de la cuenca de Malpaso y 17 de Chicoasén.

Mediante un programa denominado AX (ref 9), se ajustaron los valores de precipitación a una función de distribución. El programa AX puede ajustar datos a 6 distintas funciones de probabilidad: Normal, Lognormal, Exponencial, Gumbel, Gamma y Doble Gumbel.

Para elegir una de las funciones, se buscó que ésta reprodujera de

la mejor manera posible la generalidad de registros de precipitaciones con los que se contaba. Se alimentó al programa con las precipitaciones de cuatro de las estaciones con mayor número de datos y se corrió en su opción global.

Cuando se ejecuta esta opción, el programa ajusta los valores a cada una de las funciones de distribución y presenta una tabla con los errores obtenidos en cada caso. De este modo se aprecia qué funciones han logrado hacer el mejor ajuste.

Como se puede ver en las tablas 4.11 y 4.12, las funciones con menor error fueron la Gumbel, la Gamma y la Doble Gumbel.

Se optó por trabajar con la función Gumbel, usada frecuentemente porque su estructura permite realizar los cálculos fácilmente y porque se ha visto que cuando se dispone de n muestras y se toma el valor máximo de cada una de ellas, los n valores resultantes se ajustan bien a una función de distribución de este tipo.

Una vez seleccionada la función Gumbel, se hizo el ajuste de la función a los valores de precipitaciones de las 30 estaciones climatológicas de Malpaso y Chicoasén, y se extrapolaron los valores para periodos de retorno de 1000 y 10 000 años. Los resultados se presentan en las tablas 4.13, que corresponde a las estaciones climatológicas de Chicoasén, y 4.14., correspondiente a las estaciones de Malpaso.

Para comprobar que la función Gumbel era adecuada, en cada caso se verificó que la gráfica de los valores máximos anuales fuera aproximada a la curva de distribución de probabilidad .

El valor extrapolado obtenido para la estación Villa de Corzo era bastante inferior a los obtenidos en las otras estaciones. Como en dicha estación el tamaño de la muestra no era suficientemente grande, se optó por no considerarlo.

En un mapa de la cuenca del Grijalva se ubicó cada estación con su correspondiente valor extrapolado, y en él se definieron áreas acordes

con las tendencias de los valores de la precipitación. Haciendo un promedio aritmético se obtuvo la precipitación media en cada área y a partir de aquella y con el área de influencia se obtuvo la precipitación media en toda la cuenca. En la figura 4.11 se aprecia el mapa de la cuenca dividido en áreas de precipitación similar, de acuerdo con intervalos de lluvia que ahí se marcan, y se ubican las estaciones climatológicas con su correspondiente valor extrapolado para un periodo de retorno de 1000 años. En la figura siguiente, 4.12, se ubican las estaciones con su valor de precipitación para 10 000 años de periodo de retorno.

Factor de reducción por área.

La precipitación media en 24 horas, obtenida en el paso anterior para periodos de retorno de 1000 y 10 000 años, supone que las lluvias máximas ocurren simultáneamente en toda el área. Como esto no ocurre, se aplica un factor de reducción, que disminuye conforme aumenta el área considerada.

Para obtener el factor de reducción por área en una cuenca, se sigue el procedimiento descrito en la referencia 10. Utilizar este procedimiento es laborioso e implica tener registros de precipitaciones diarias de varias estaciones durante un periodo de al menos 15 años.

Para definir el factor de reducción por área de la cuenca de Malpaso, se aprovechó información existente tomada de la referencia 7, mencionada anteriormente, en la cual se obtuvo el factor F para las cuencas de Chicoasén y Copainalá (pertenecientes también al Río Grijalva), que resultó ser:

$$\text{Chicoasén, } A_c = 8126 \text{ km}^2 F = 0.48$$

$$\text{Copainalá, } A_c = 2725 \text{ km}^2 F = 0.64$$

Se hizo una gráfica en papel milimétrico y otra en semilogarítmico de la variación de F con respecto al área. Dichas gráficas se muestran en las figuras 13 y 14, respectivamente. Se dibujaron tres puntos

conocidos A, B y C y, con base en la forma usual que adopta esta gráfica, se eligió el valor de $F=0.4$ para la cuenca de Malpaso-Chicoasén, con área total de $16\ 757\ \text{km}^2$.

El factor de reducción por área así obtenido se multiplicó por la precipitación media en la cuenca en 24 h, asociada a T_r . Los resultados fueron los siguientes:

h_{T_r1000} (mm)	$F h_{T_r1000}$ (mm)	h_{T_r10000} (mm)	$F h_{T_r10000}$ (mm)
255.3	102.1	294.8	117.9

T A B L A 4.I

Distribución temporal de la tormenta.

Las alturas de lluvia de 102.1 y 117.19 mm obtenidas con el procedimiento anterior, son las precipitaciones máximas del hietograma de la tormenta de diseño, en un intervalo de 24 horas y asociados a periodos de retorno de 1000 y 10 000 años, respectivamente.

El resto del hietograma se conformó a partir del de la máxima avenida histórica, que se presentó en 1963.

Para determinar el hietograma de la avenida con 1000 años de periodo de retorno, se dividió la precipitación extrapolada asociada al mismo periodo (102.1 mm) entre la lluvia máxima de la tormenta histórica (62.4 mm). Así se obtuvo un factor de amplificación M que se multiplicó después por cada una de las ordenadas de la tormenta histórica. El resultado fue el hietograma de diseño que se presenta en el tercer renglón de la tabla 4.II.

Para obtener el hietograma asociado a 10 000 años de periodo de retorno, se siguió el procedimiento descrito en el párrafo anterior pero el factor M se obtuvo a partir de la precipitación extrapolada de 117.9 mm. El hietograma de diseño resultante se muestra en el último

renglón de la tabla 4.II.

Los hietogramas de diseño así obtenidos conservaban la forma del de la máxima avenida histórica pero con magnitudes de precipitación mayores.

Hietograma de la av.historica 1983	35.6	62.4	16.5	6.2	28.4	38.3
Precipitacion maxima en 24 h Tr=1000		102.1				
Hietograma de diseno, Tr=1000	58.2	102.1	27.0	10.2	46.5	62.7
Precipitacion maxima en 24 h Tr=10 000		117.9				
Hietograma de diseno, Tr=10 000	67.3	117.9	31.2	11.7	53.7	72.4

T A B L A 4.II

Estimación de la lluvia efectiva.

Para estimar la lluvia efectiva se calcularon primero las pérdidas.

Las pérdidas se midieron en términos del índice de infiltración media ϕ . En la tabla siguiente se presentan los valores que se obtuvieron para las cinco avenidas históricas analizadas:

FECHA	ϕ (mm/día)
1959	25.4
1961	18.0
1962	8.5
1963	19.6
1964	23.1

T A B L A 4.III

Si se extrapolan los valores de ϕ de la tabla anterior se obtiene un índice de infiltración ϕ asociado a la tormenta de diseño.

La gráfica de comportamiento del índice de infiltración con respecto a la altura de precipitación efectiva h_e es, en forma general, como la que se muestra a continuación:



En ella se observa que, en el extremo de la gráfica correspondiente a precipitaciones de gran magnitud, como es el caso de las históricas, al aumento de h_e corresponde una variación cada vez menor del índice ϕ .

Con base en lo anterior y de manera conservadora, se eligió un valor de 25.4 mm/día para la tormenta de diseño, es decir, el mayor valor de ϕ que se ha registrado en la cuenca.

Para estimar la lluvia efectiva correspondiente a la tormenta de diseño, se restó a la lluvia total el valor de ϕ de 25.4 mm/día.

Así, el hietograma efectivo de diseño, asociado a periodos de retorno de 1000 y 10 000 años, resulta:

TIEMPO (DIA)	PRECIPITACION EFECTIVA (MM)	
	Tr_{1000}	Tr_{10000}
1	32.8	41.9
2	76.7	92.5
3	1.6	5.8
4	0	0
5	21.1	28.3
6	37.3	47.0

T A B L A 4. IV

Hidrograma de gasto medio diario a partir del H.U.T. de la cuenca y el hietograma de la tormenta de diseño.

Con el hidrograma unitario instantáneo H.U.T. característico de la cuenca (Fig 4.4) y el hietograma de precipitación efectiva de la tormenta de diseño (tabla 4.IV), se obtuvieron, con el programa ESC referido en el subcapítulo 4.2.5, los hidrogramas de escurrimiento directo esperado que se presentan en las tablas 4.15 y 4.16. La primera de ellas muestra los resultados obtenidos para un periodo de retorno de 1000 años, mientras que, en la segunda, los resultados corresponden a un periodo de 10 000 años.

Para definir los hidrogramas de escurrimiento total en la cuenca, se sumó a los gastos directos antes obtenidos un gasto base Q_b .

El valor del gasto Q_b que se eligió fue, de manera conservadora, el de mayor magnitud entre las avenidas históricas, que se presentó en 1963 y tuvo un gasto base de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la siguiente tabla se muestran, en las columnas 1 y 3, los gastos directos obtenidos con el método hidrometeorológico para periodos de retorno de 10 000 y 1000 años, respectivamente. En la segunda y cuarta columnas aparecen las ordenadas del hidrograma de diseño para ambos periodos de retorno, en las que se ha sumado el gasto Q_b de 1000. Todos los gastos que aparecen en la tabla están en m^3/s .

tiempo en días	T_r 10000		T_r 1000	
	Q_d	Q	Q_d	Q
1	0	1000	0	1000
2	121	1121	95	1095
3	1563	2563	1236	2236
4	6273	7273	5035	6035
5	9256	10256	7503	8503
6	4718	5718	3613	4613
7	3596	4596	2744	3744
8	5921	6921	4604	5604
9	5437	6437	4219	5219
10	2259	3259	1756	2756
11	1345	2345	1040	2040
12	1089	2089	858	1858
13	226	1226	179	1179
14	0	1000	0	1000

4.3 DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO CON METODOS ESTADISTICOS.

4.3.1 INTRODUCCION.

Como se estableció en el capítulo 2, son básicamente dos los

procedimientos estadísticos que permiten estimar la avenida de diseño para el vertedor de una presa.

A continuación, se usará cada uno de ellos para obtener los hidrogramas de diseño del vertedor y luego se compararán los resultados.

El método estadístico tradicional se aplicará con ciertas variantes, pues, aprovechando la información disponible, en lugar de partir de valores de gastos máximos registrados, se utilizarán volúmenes promedio asociados a duraciones de 5, 10 y 15 días.

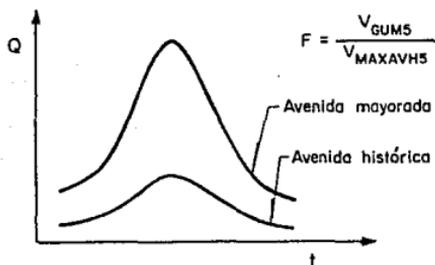
4.3.2 ESTIMACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO CON EL METODO ESTADISTICO TRADICIONAL.

Ajuste de una función de distribución a los datos de la muestra seleccionada y extrapolación para periodos de retorno determinados.

La muestra seleccionada está compuesta, en este caso, por los volúmenes máximos de escurrimiento asociados a duraciones de 5, 10, 15 y hasta 30 días en la cuenca de Malpaso, que se obtuvieron del análisis de gastos medios diarios en el periodo comprendido de 1948 a 1984 y se muestran en la tabla 3.16. De ella se tomaron los datos correspondientes a las tres primeras duraciones, es decir 5, 10 y 15 días, y se les ajustaron funciones de distribución de probabilidad. Luego de probar con varias, la función elegida para el ajuste fue la Gumbel, que arrojaba los resultados más congruentes. Los ajustes y la extrapolación para varios periodos de retorno de los volúmenes máximos para las distintas duraciones se muestran en las tablas 4.17, 4.18 y 4.19, respectivamente.

Selección y mayoración de la avenida histórica.

Para explicar el criterio que se usará para seleccionar la avenida histórica, se muestra la siguiente figura:



Hasta el momento se conocen los volúmenes extrapolados con la función Gumbel, para un periodo de 10 000 años, asociados a duraciones de 5, 10 y 15 días ($V_{GUM5}=2996.5$, $V_{GUM10}=4470.6$ y $V_{GUM15}=5463.2$ MMC, respectivamente) además de que es posible calcular el volumen máximo asociado a una duración de 5 días de cualquiera de las cinco avenidas históricas que se conocen ($V_{MAXAVH5}$).

Para mayorar las avenidas históricas se multiplica cada una de sus ordenadas por un factor FAC, igual al cociente del volumen extrapolado con la función Gumbel asociado a una duración de 5 días entre el volumen máximo obtenido de la avenida histórica para la misma duración. Este procedimiento se muestra esquemáticamente en la figura anterior.

Para seleccionar la avenida histórica a mayorar se consideró que, para que ésta sea representativa de la cuenca, los volúmenes V_{MAX10} y V_{MAX15} que se obtengan de la avenida mayorada deben ser semejantes a los volúmenes V_{GUM10} y V_{GUM15} extrapolados con la función de distribución elegida.

Tomando en cuenta lo antes expuesto se estableció el procedimiento que se describe a continuación, aplicado a la avenida de 1963, por considerarse, en primera instancia, la más representativa de la cuenca:

1. Selección de la tormenta en la cuenca de Malpaso: año de 1963.

2. Conversión de gastos a volúmenes: esto se aprecia en las columnas (1) y (2) de la tabla 4.20.

3. Buscar, en la columna 2 de la misma tabla, la suma de los cinco días consecutivos máximos y obtener el volumen correspondiente. El volumen máximo fue $V_{MAXAVHS} = 2442.29$, y se obtuvo del día 23 al 27 de octubre.

$$4. \text{Cálculo del factor FAC: } FAC = \frac{V_{CUM5}}{V_{MAXAVHS}} = \frac{2996.50}{2442.29} = \boxed{1.2269}$$

5. Multiplicar la avenida histórica por FAC : la avenida mayorada se presenta en la columna (3) de la tabla 4.20.

6. De la avenida mayorada, obtener los volúmenes máximos para duraciones de 10 y 15 días: los resultados fueron $V_{MAX10} = 5023.44$ y $V_{MAX15} = 6085.48$.

7. Comparar los resultados del punto anterior con los valores extrapolados V_{CUM10} y V_{CUM15} :

$$\begin{array}{ll} V_{MAX10} = 5023.44 \text{ MMC} & V_{CUM10} = 4470.6 \text{ MMC} \\ V_{MAX15} = 6085.48 \text{ MMC} & V_{CUM15} = 5483.2 \text{ MMC} \end{array}$$

Se concluye que los volúmenes obtenidos de la avenida mayorada son muy superiores que los valores extrapolados, por lo que se elegirá una nueva avenida histórica y se repetirá el procedimiento.

1. La avenida elegida es la de 1959:

2. La transformación de gastos a volúmenes se presenta en la columna (2) de la tabla 4.21.

3. El volumen máximo en 5 días de la avenida histórica es $V_{MAXAVHS} = 1224.76$.

$$4. FAC = \frac{V_{CUM5}}{V_{MAXAVHS}} = \frac{2996.50}{1224.76} = 2.4466$$

5. La avenida mayorada se muestra en la columna (3) de la tabla 4.21.

6. Los volúmenes máximos de la avenida mayorada fueron:

V_{MAX10} = 4642.34

V_{MAX15} = 6348.60

7. Comparando:

V_{MAX10} = 4642.34 MMC

V_{CUM10} = 4470.6 MMC

V_{MAX15} = 6348.60 MMC

V_{CUM15} = 5463.2 MMC

Para 10 días de duración resultan bastante parecidos los volúmenes, y para 15 días el obtenido de la avenida mayorada es bastante superior pero parecido al obtenido con la avenida de 1963, por lo tanto se considerará a la avenida de 1959 como representativa y a la avenida mayorada a partir de ella como la avenida de diseño, con 10 000 años de periodo de retorno, del vertedor de la presa. El hidrograma de diseño correspondiente se muestra en la columna (4) de la tabla 4.21.

4.3.3 ESTIMACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO CON EL METODO ESTADISTICO DE VOLUMENES.

Introducción.

Quando se describió el método de volúmenes, en el capítulo 2, se dijo que éste utiliza análisis estadísticos para determinar tanto el pico de la avenida de diseño como su forma. Al ser un procedimiento sistemático, cuando se trabaja con presas con volumen de regulación considerable los resultados obtenidos con el método de volúmenes son más objetivos y confiables que los que se obtendrían al aplicar el método tradicional.

Sin embargo, como para utilizar este método se debe contar con el registro diario de gastos durante un número suficiente de años, su aplicación no siempre es posible.

En el caso de la presa Malpaso se consideró que, por sus

características, era importante obtener la avenida de diseño del vertedor utilizando el método de volúmenes, por lo que se trató de reunir la información necesaria y, una vez completa, se procedió a su aplicación. En la parte final del subcapítulo 2.2 se ha descrito la forma como se obtuvo esta información.

Síntesis de la avenida máxima en cada año de registro.

Para cada uno de los 31 años de registro de gastos medios diarios se obtuvo el promedio máximo de los gastos asociado a duraciones de 1 y hasta 15 días consecutivos. Esto se hizo mediante un programa de computadora llamado *Promedios Noviles*.

Dicho programa se alimenta con los valores diarios del gasto en un determinado año j , y da como resultado listados como el que se muestra en la tabla 4.22. En este listado aparecen, para cada duración l (l de 1 a 15 días): la suma máxima para los l días, expresada como gasto acumulado (columna 1 de la tabla); el promedio obtenido al dividir entre el número de días l , al cual se denominará $\bar{Q}_{l,j}$ (columna 2) y el volumen acumulado (columna 3). El programa da, como dato adicional (columna 4), la fecha a partir de la cual se empieza a hacer la suma de los gastos de tal manera que resulte máxima.

En la tabla 4.23 aparecen los gastos promedio que se obtuvieron para los 31 años de registro con el programa *promedios móviles*, para las duraciones antes referidas.

El conjunto de valores $\bar{Q}_{1,j}, \bar{Q}_{2,j}, \dots, \bar{Q}_{15,j}$ de la columna 3, sintetizan la forma de la avenida máxima en el año j que se analiza.

Extrapolación estadística de las avenidas máximas anuales.

Para hacer la extrapolación de las avenidas máximas primero se ajustaron funciones de distribución de probabilidad a cada conjunto de valores $\bar{Q}_{l,j}$, asociados a la misma duración l . Los ajustes se hicieron con el programa AX, que se utilizó en el subcapítulo 4.2.6. para obtener la tormenta de diseño.

Por las características de los datos a ajustar y luego de correr la opción global de AX, se decidió que el mejor ajuste correspondía a la función Gumbel o a la Doble Gumbel. Para elegir finalmente entre estas dos, se ajustaron los $\bar{Q}_{i,j}$ para $i = 1, 5$ y 10 con ambas funciones y se dibujaron las gráficas, que resultaron como se observa en las figuras 4.15 y 4.16. En ellas se ve que los datos definen en forma clara dos poblaciones y que la función Doble Gumbel es la mejor opción para hacer el ajuste.

Una vez que se optó por trabajar con la función de distribución Doble Gumbel se hizo el ajuste para cada uno de los 15 grupos de datos y se extrapolaron los valores para periodos de retorno comprendidos entre 50 y 10 000 años. Los valores extrapolados para periodos de retorno de 100 y 10 000 años se dibujaron en una gráfica \bar{Q} vs d como la que se presenta en la fig 4.17. En ella se observa que los puntos tienen una tendencia bien definida, aunque los correspondientes a las duraciones de 5, 6, 10 y 13 días se salen de la curva marcada. Por ello, en estos 4 casos se hizo un nuevo ajuste para lo cual se modificaron los parámetros que definen la segunda población de la función Doble Gumbel hasta lograr aproximar los valores extrapolados con la función ajustada a los correspondientes a la curva de la figura 4.17. El primer intento de ajuste para duraciones de 5 y 10 días, así como los resultados definitivos para 1, 5, 10 y 15 días, se muestran en las tablas 4.24 y 4.25, y 4.26 a 4.29, respectivamente.

Desagregación de los gastos promedio $\bar{Q}_{i,j}$.

Los gastos $\bar{Q}_{i,j}$ con los que se sintetizaron las avenidas máximas y en consecuencia los gastos promedio \bar{Q} extrapolados, deben convertirse a gastos medios diarios Q de modo que representen el hidrograma de diseño del vertedor de la presa. El proceso de desagregación se llevó a cabo utilizando los gastos promedio extrapolados para periodos de retorno de 100 y 10 000 años.

Para hacer la transformación a gastos diarios se utilizó la ecuación:

$$Q_{(i)} = i \bar{Q}_{(i)} - (i-1) \bar{Q}_{(i-1)} \quad (\text{Ec 4.4})$$

Donde:

$Q_{(i)}$ = Gasto medio diario en el día i .

$\bar{Q}_{(i)}$ = Gasto promedio asociado a una duración de i días.

Al calcular los gastos medios diarios $Q_{(i)}$, con la ecuación 4.4 se garantizó que, si se vuelven a obtener a partir de ellos los gastos promedio máximos para duraciones de 1 a 15 días, el resultado serán los gastos promedio $\bar{Q}_{(i)}$.

En la tabla 4.30 se muestran, en las columnas (1) y (3), cada uno de los valores \bar{Q} extrapolados con la función Doble Gumbel, asociados a periodos de retorno de 10 000 y 100 años, respectivamente, y en las columnas (2) y (4) los gastos Q que resultaron al aplicar el procedimiento de desagregación.

Los valores de las columnas (2) y (4) son ya gastos medios diarios a partir de los cuales se constituirá el hidrograma de diseño. Sin embargo, queda por establecer cual será la secuencia que tendrán en el hidrograma los gastos obtenidos.

Considerando que la única condición que se debe cumplir al formar el hidrograma es que se respeten los promedios \bar{Q}_i , se utilizó un ordenamiento obtenido en un estudio para la presa Huites (Ref 11), el cual propone la siguiente secuencia:

DÍA	GASTO
1	0,4
2	0,13
3	0,2
4	0,0
5	0,8
6	0,4
7	0,2
8	0,2
9	0,2
10	0,6
11	0,8
12	0,8
13	0,8
14	0,11
15	0,15

Con esta secuencia de gastos se dibujaron los hidrogramas, que resultaron como se observa en las figuras 4.18 y 4.19. El comportamiento de la avenida con este ordenamiento resultó lógico y además, comparándola con las 5 avenidas históricas registradas, se ve que refleja en forma adecuada la tendencia de las avenidas en la cuenca. En virtud de lo anterior se decidió considerar a las avenidas de las figuras 4.18 y 4.19 como las definitivas para el método de volúmenes.

4.4 TRANSITO DE AVENIDAS.

4.4.1 Introducción.

Hasta aquí se han definido tres avenidas de diseño, con periodo de retorno de 10 000 años, para el vertedor de la presa Malpaso, mismas que se presentan en la tabla 4.31 y, en forma de hidrograma, en la fig 4.20.

De las tres avenidas, la que se determinó con el método de volúmenes (avenida 3) resultó ser la de mayor volumen de escurrimiento,

además de que su gasto de pico fue muy superior al de las otras dos avenidas.

Finalmente se seleccionó la avenida obtenida por el método de volúmenes porque, además de ser la más desfavorable, este método presentó ventajas claras con respecto a los otros dos.

Con relación al tradicional, el método de volúmenes contó para su aplicación con información más completa.

Por su parte, en el método hidrometeorológico hubo pasos en los que se tomaron decisiones sobre aspectos no del todo objetivos, como el caso del factor de reducción por área que se utilizó, la forma de caracterizar las pérdidas y calibrar el modelo de lluvia-escorrentamiento, entre otros.

4.4.2 TRANSITO DE LA AVENIDA OBTENIDA CON EL METODO ESTADISTICO DE VOLUMENES.

Una vez seleccionada la avenida de diseño del vertedor, se hizo el tránsito de la avenida con una política de operación de las compuertas como la que se presenta a continuación:

POLITICA DE OPERACION

ELEVACION (M)	VOLUMEN (M3)	GASTO (M3/S)
182.5*	12 373	0
182.6	12 403	2000
184.0	12 821	2500
184.1	12 850	4000
185.6	13 300	4500
185.7	13 350	9000
186.0	13 431	9500
186.1	13 463	13000
187.0	13 744	13500
187.1	13 775	16000
188.0**	14 056	18700
190.0	14 681	22000

* ELEVACION CORRESPONDIENTE AL NANO
 ** ELEVACION CORRESPONDIENTE AL NAME

Para transitar la avenida, se utilizó el programa de computadora denominado TRANAVE, que se basa en el método numérico de tránsito de avenidas.

Se crearon archivos de los valores de los gastos Q de la avenida y de la política de operación propuesta ($V-Q$). Con estos datos y considerando un intervalo de tiempo dt de 6 horas se hizo el tránsito de las avenidas con 100 y 10 000 años de periodo de retorno. En la tabla 4.32 aparecen los resultados del tránsito para la primera avenida. Las gráficas de las 2 avenidas transitadas se muestran en las figuras 4.21 y 4.22

La política de operación propuesta concilió bien dos aspectos importantes: para la avenida con 100 años de periodo de retorno, los gastos de descarga del vertedor no fueron muy grandes y, para la de 10 000 años, no se sobrepasó el nivel del NAME. A reserva de hacer otros tránsitos con nuevas políticas, se considera la anterior como adecuada para la operación de las compuertas del vertedor de la presa Malpaso.

MES	DIA	ALTURAS DE LLUVIA EN MM			
		PROGRESO	LAS FLORES II	HALPASO II	hp _m ^(*)
O	8	31.0	0	2.0	9.7
	9	5.0	0	49.0	10.6
	10	32.5	20.4	40.0	27.7
C	11	11.0	0	64.5	15.3
	12	37.5	6.5	15.5	17.5
T	13	0	0	55.0	10.2
	14	1.0	0	4.0	1.0
U	15	74.0	0	0.2	22.9
	16	56.5	20.0	41.0	34.9
B	17	72.0	10.0	102.2	45.9
	18	15.5	4.0	124.1	29.8
R	19	17.5	0	3.5	5.9
	20	14.0	10.0	14.5	12.0
E	21	8.5	10.0	17.7	11.0
	22	9.0	20.0	27.0	18.0
	23	27.0	0	27.5	13.3

(*) hp_m = Altura de precipitación media diaria en la cuenca, en mm.

Tabla 4.1 Cálculo de precipitación media diaria en la cuenca.
Avenida octubre 1959.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

		ALTURAS DE LLUVIA EN MM				
MES	DIA	PROGRESO	LAS FLORES II	SAN JUAN	MALPASO II	hp _m ^(*)
O C T	29	0	0	0	0	0
	30	0.5	0	0	0	0.04
	31	33.5	0	16.5	15.8	9.4
N O V	1	20.0	19.8	101.0	84.3	49.6
	2	5.5	4.5	1.0	0.4	3.1
	3	1.5	13.8	0	0.3	7.2
	4	61.0	20.5	15.5	34.9	25.5
	5	12.0	4.2	12.0	0.4	5.9
	6	17.0	10.5	3.5	12.5	10.1
	7	24.0	23.7	16.5	26.3	22.6
	8	1.5	0	0.5	0	0.2
	9	9.0	0	2.5	8.0	2.8
	10	8.0	0	5.0	2.8	2.3
	11	0.5	0	0	0	0.04
	12	0	0	0	0	0
	13	0	0	0	0	0

(*) hp_m = Altura de precipitación media diaria en la cuenca, en mm.

Tabla 4.2 Cálculo de precipitación media diaria en la cuenca.
Avenida noviembre 1861.

ALTURAS DE LLUVIA EN MM							
MES	DIA	PROGRESO	LA PROVIDEN.	FLORES II	SAN JUAN	MALPASO II	hp _m ^(*)
S E P T I E M B R E	23	8.5	0	0.8	6.2	2.4	3.7
	24	15.0	0	1.8	0	18.2	4.8
	25	0	0	0	0	6.1	1.1
	26	4.0	0	0	0.5	27.5	5.2
	27	9.0	1.1	13.3	1.0	54.4	13.8
	28	18.5	3.3	27.1	2.5	37.0	14.9
	29	0	39.5	9.9	2.8	6.6	16.4
	30	18.5	0	15.2	3.8	4.0	6.1
	O C T U B R E	1	1.0	2.8	1.4	1.1	8.0
2		10.5	0	0	0	51.8	9.9
3		0	1.0	0	0	5.2	1.2
4		21.5	0	0	5.0	15.2	5.6
5		17.5	7.2	3.9	14.0	41.9	15.0
6		19.5	11.0	2.5	15.8	4.7	10.0
7		5.5	0	6.0	37.2	2.8	10.4
8		0	4.5	0	0.5	0	1.6
9		0	0	0	0	0	0

(*) hp_m = Altura de precipitación media diaria en la cuenca, en mm.

Tabla 4.3 Cálculo de precipitación media diaria en la cuenca.
Avenida septiembre 1962.

ALTURAS DE LLUVIA EN MM						
MES	DIA	VILLA DE ACALA	BOQUERON	OCOTLAN	LA CABANA	LA ESCALERA
S	17	0	0	0.2	2.0	0
	18	6.0	0	0	0	2.5
E	19	45.0	9.4	0	34.5	75.2
P	20	0	8.4	0.1	6.0	0
	21	0	12.3	0.2	2.0	13.0
T	22	-	16.0	90.7	24.5	13.0
	23	58.0	49.0	80.3	82.0	40.2
E	24	18.0	20.0	9.8	15.0	11.5
	25	23.5	10.5	12.0	15.0	4.0
M	26	0.3	29.3	16.1	9.0	18.5
	27	78.5	56.5	4.2	26.5	45.8
R	28	11.5	11.2	1.2	7.0	10.3
	29	0	0	0	0	2.0
E	30	6.0	1.2	0	14.0	3.0
OCT	1	0	0	0	0	0

Tabla 4.4 A Cálculo de precipitación media diaria en la cuenca.
Avenida septiembre 1963.

		ALTURAS DE LLUVIA EN MM				
MES	DIA	PORTACELI	PUENTE COLGANTE	TUXTLA GUTIERREZ	VILLA FLORES	IXTAPA
SEPTIEMBRE	17	0	0	0	0	1.0
	18	8.0	8.1	3.0	24.1	2.5
	19	4.0	8.0	14.1	12.1	22.5
	20	11.0	2.7	2.0	0.3	4.0
	21	41.0	28.4	7.3	17.9	0
	22	26.5	17.2	8.0	125.0	29.0
	23	69.0	41.0	48.6	102.0	24.0
	24	14.5	27.0	32.4	1.5	27.0
	25	1.5	3.6	3.0	1.5	8.0
	26	40.0	47.0	34.3	12.3	37.5
OCTUBRE	27	62.0	45.3	42.3	25.0	34.0
	28	1.5	23.5	24.5	3.5	14.5
	29	2.0	0	0	1.0	0
	30	20.0	3.3	3.7	0	5.5
OCT	1	0	0	0	0	0

Tabla 4.4 B

ALTURAS DE LLUVIA EN MM						
MES	DIA	SOYALO	CAM. DIQUES II Y III	EL PROGRESO	LA LIBERTAD	LA PROVIDEN.
S	17	50.0	1.5	0	24.7	8.0
	18	0	3.5	0	1.0	0
E	19	20.0	17.5	7.5	11.1	10.0
	20	5.0	9.5	12.5	2.8	2.5
P	21	0	20.0	0	10.3	0
	22	15.5	34.0	8.0	30.2	55.0
T	23	20.5	41.0	21.5	90.3	110.0
	24	83.5	3.5	5.0	3.3	8.5
I	25	16.0	2.5	2.5	1.0	0
	26	42.5	56.0	43.0	42.5	16.0
E	27	55.5	44.0	46.0	28.7	14.0
	28	22.5	3.0	10.0	20.8	2.0
R	29	0	0	0	0	1.5
	30	5.5	0	0	1.0	0
OCT	1	0	5.5	0	0	0

Tabla 4.4 C

ALTURAS DE LLUVIA EN MM					
MES	DIA	PROGRESO	LAS FLORES II	MALPASO II	hp ^(*)
S	17	0	1.8	1.1	6.1
	18	0	5.2	3.5	3.5
E	19	9.5	2.4	38.1	16.2
P	20	7.7	32.7	7.9	6.4
T	21	2.5	1.0	0	7.2
	22	20.8	0.8	12.5	35.6
I	23	60.2	22.2	35.4	62.5
E	24	13.6	14.0	4.4	16.5
H	25	0.6	3.9	1.4	6.2
	26	27.5	36.5	45.2	28.4
B	27	20.7	67.5	42.7	38.3
R	28	5.4	15.1	1.7	8.9
E	29	0	0	0	0.4
	30	17.0	0	0.3	3.9
OCT	1	0	0	2.3	0.6

(*) hp_m = Altura de precipitación media diaria en la cuenca, en mm.

Tabla 4.4 D

MES	DIA	ALTURAS DE LLUVIA EN MM						hp _m ^(*)
		C. DIQUES II Y III	LA LIBERTAD	LA PROVIDE.	LAS FLORESII	SAN JUAN	MALPASO II	
SEPT	30	2.5	0	0	13.6	0	0.3	2.6
O	1	0	1.0	0	0	0	0	0.1
	2	0	0	0	0	0	0	0
	3	40.0	0	0	0.8	1.3	14.7	9.2
C	4	4.5	0	0	4.4	0	7.5	1.7
	5	55.0	6.0	16.0	28.4	19.0	46.0	26.4
T	6	73.0	6.5	0	9.4	75.0	54.0	38.1
	7	4.5	7.5	0	0.3	4.8	0.3	3.0
U	8	1.0	5.0	0	0	0	0.2	0.7
	9	1.5	0.6	0	0	0	0.2	0.4
B	10	15.5	0.8	0	0	0	4.0	3.4
	11	9.0	0.4	0	0	5.4	10.0	3.5
R	12	4.0	0	0	0	2.3	1.8	1.5
	13	0	0	0	0	0	0	0
E	14	1.0	0	0	0	0	1.0	0.2
	15	8.5	0	0	0	0	3.0	1.8

(*) hp_m = Altura de precipitación media diaria en la cuenca, en mm.

Tabla 4.5 Cálculo de precipitación media diaria en la cuenca.
Avenida octubre 1964.

AVENIDA 1961

mes	día	Q _{acum}	Q _{Angos}	Q _{ff P}	Q _{ff P}
	28		287.8		
	29	517.1	280.8	236.3	229.3
	30	490.1	268.3	221.8	209.3
	31	744.0	256.2	487.8	475.7
	1	1832.0	693.3	1138.7	1575.8
	2	1743.4	1414.7	328.7	1050.1
	3	2600.5	1452.9	1147.6	1185.8
	4	2923.1	924.0	1999.1	1470.2
	5	1879.2	853.2	1026.0	955.2
	6	2184.1	956.2	1227.9	1330.9
	7	3120.5	893.3	2227.2	2164.3
	8	2477.0	794.8	1682.2	1583.7
	9	1733.0	722.8	1010.2	938.2
	10	1437.8	653.1	784.7	715.0
	11	1258.1	609.3	648.8	605.0
	12	1150.3	621.9	528.4	540.9
	13	1109.6	585.6	524.0	487.7
	14	1014.9	527.9	487.0	429.3
	15	926.4	484.2	442.2	398.5

AVENIDA 1962

mes	día	Q _{acum}	Q _{Angos}	Q _{ff P}	Q _{ff P}
	25		1239.5		
	26	1831.4	1188.8	642.6	597.9
	27	1968.4	1596.5	371.9	779.6
	28	3056.6	1754.2	1302.4	1460.1
	29	3610.5	1762.1	1848.4	1856.3
	30	3515.4	1611.0	1904.4	1753.3
	1	2969.4	1446.6	1522.8	1358.4
	2	2529.4	1381.8	1147.6	1082.8
	3	2168.3	1148.9	1019.4	786.5
	4	1838.4	1024.6	813.8	689.5
	5	2039.2	1672.5	366.7	1014.6
	6	2537.8	1531.1	1006.7	865.3
	7	2421.8	1345.3	1076.5	890.7
	8	1978.6	1121.5	857.1	633.3
	9	1635.0	958.7	676.3	513.5
	10	1411.0	840.4	570.6	452.3

(1) GASTO OBTENIDO DE RESTAR AL GASTO TOTAL MEDIDO EN MALPASO EL GASTO DE ANGOSTURA MEDIDO EL MISMO DIA.

(2) GASTO OBTENIDO DE RESTAR AL GASTO TOTAL MEDIDO EN MALPASO EL GASTO DE ANGOSTURA MEDIDO EL DIA ANTERIOR.

Tabla 4.6 Estimación de la avenida por cuenca propia.

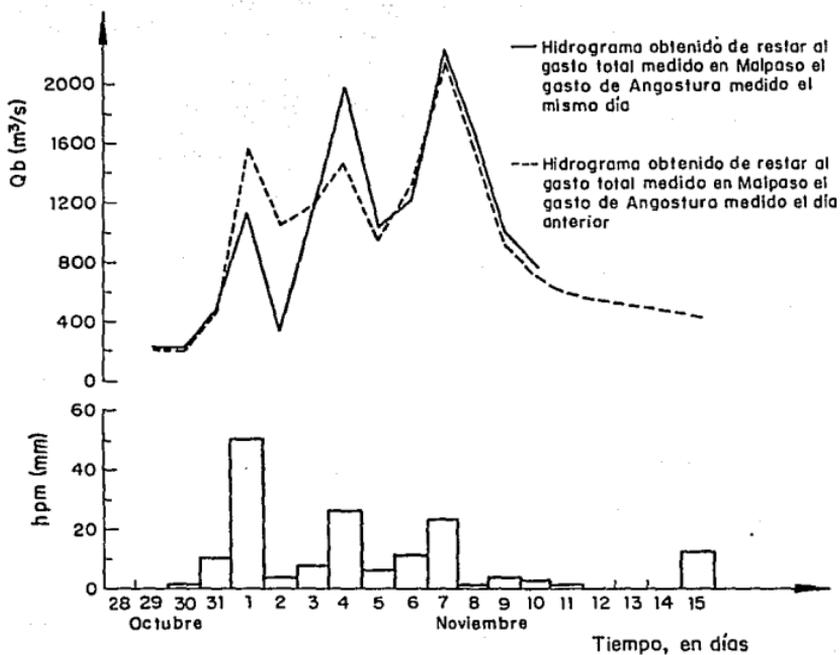


Fig 4.1 Hidrograma de gasto medio diario por cuenta propia en Malpaso, avenida histórica noviembre de 1961

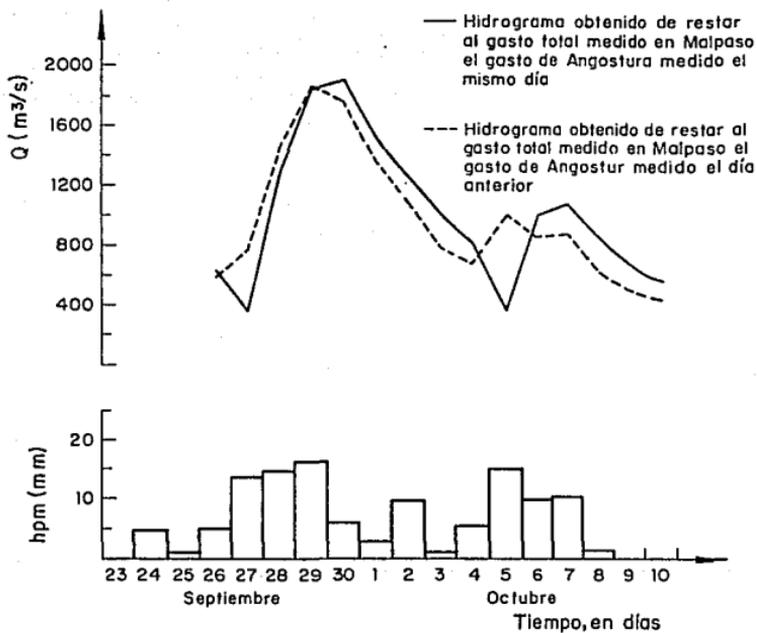


Fig 4.2 Hidrograma de gasto medio diario por cuenta propia en Malpaso, avenida histórica septiembre de 1962

At en dias	GASTO MEDIO DIARIO EN M ³ /S						
	A	V	E	N	I	D	A
	1959	1961	1962	1963	1964		
1	289	229	598	408	568		
2	508	209	780	807	493		
3	469	476	1460	2474	391		
4	598	1576	1856	5200	470		
5	1340	1050	1753	3512	618		
6	678	1186	1358	2849	1144		
7	405	1470	1083	4055	1771		
8	686	955	788	3264	1005		
9	1589	1331	689	2340	622		
10	3011	2164	1015	1815	513		
11	1827	1584	865	1388	458		
12	1137	938	891	1142	426		
13	774	715	633	988	410		
14	744	605	513		381		
15	846	541	452		347		
16		524			313		
17		487			272		
18		442			230		
19					200		
20					190		
21					244		
22					407		

Tabla 4.7 Avenidas obtenidas para la cuenca propia de Malpaso.

		A V E N I D A				
		1959	1961	1962	1963	1964
BASE O b 3 (mm)		405	476	598	2474	391
		0	0	0	0	0
G A S T O S	D	281	1100	182	2726	79
	I	1184	574	862	1038	227
	A	2605	710	1258	375	753
	R	1422	994	1155	1581	1360
	I	732	479	760	790	614
	O	369	855	485	0	231
	S	55	1688	188		122
		0	1103	91		67
			462	417		35
			239	267		19
M E D I O S	Q _d					0
			129	293		
			65	35		
			48	0		
			11			
			0			
	ΣQ _d	6648	8462	5993	6510	3527
	V _{ED} (MNC)	574	731	518	562	305
	L _{ED} ⁽¹⁾ (mm)	34.3	43.6	30.9	33.6	18.2

(1) EL AREA CONSIDERADA PARA OBTENER LA ALTURA DE LLUVIA EFECTIVA FUE DE 18 787 KM², QUE CORRESPONDE A LA CUENCA PROPIA DE MALPASO, DESPRECIANDO LA REGULACION DE CHICOASEN.

Tabla 4.8 Estimación de la lámina de escurrimiento directo para las avenidas históricas.

		A V E N I D A									
		1959		1961		1962		1963		1964	
		ht	he	ht	he	ht	he	ht	he	ht	he
A L T U R A S E N D E M M	L	34.9	9.5	49.6	31.8	13.8	5.3	62.4	28.9	26.4	3.3
	L	45.9	20.5	3.1	0	14.9	6.4	16.5	0	38.1	15.0
	V	29.8	4.4	7.2	0	16.4	7.9	6.2	0		
	I			25.5	7.5	6.1	0	28.4	0		
	A			5.9	0	2.9	0	38.3	4.8		
	R			10.1	0	9.9	1.4				
	S			22.6	4.6	1.2	0				
	E					5.8	0				
	N					15.0	6.5				
	M					10.0	1.5				
					10.4	1.9					
	ϕ	25.4		18.0		8.5		33.5		23.1	
	L_{ED}	34.3		43.6		30.9		33.6		18.2	

ht = altura de lluvia media diaria total, en mm.
he = altura de lluvia media diaria efectiva, en mm.
 ϕ = indice de infiltración, en mm/día.
 L_{ED} = lámina de escurrimiento directo, en mm.

Tabla 4.9 Estimación del índice de infiltración para las avenidas históricas.

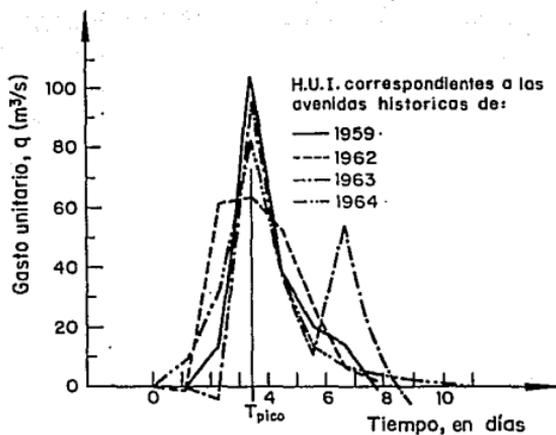


Fig 4.3 Superposición de hidrogramas unitarios obtenidos para las avenidas históricas de 1959, 1962, 1963 y 1964

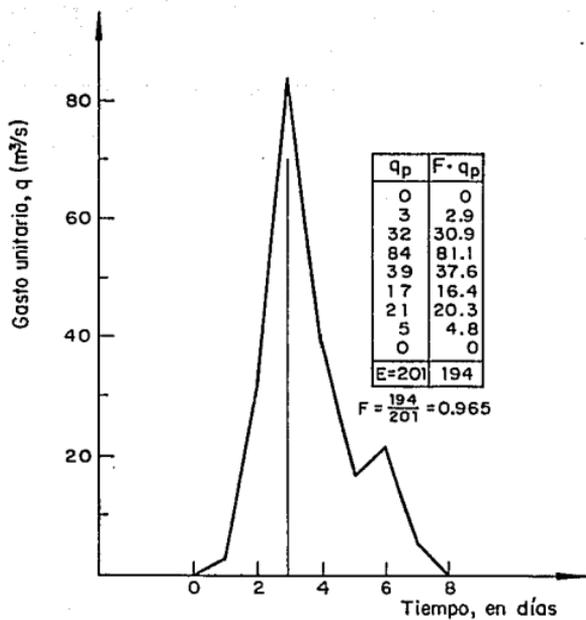


Fig 4.4 Hidrograma unitario instantáneo característico de la cuenca de Malpaso, para intervalos de tiempo de 1 día

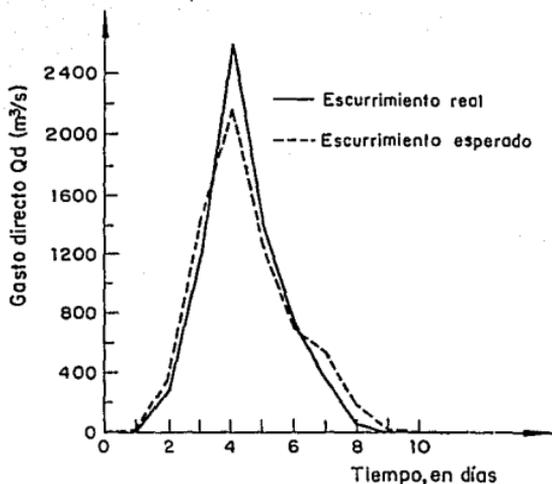


Fig 4.5 Comparación entre el hidrograma de escurrimiento directo, ocurrido en 1959, y el de predicción

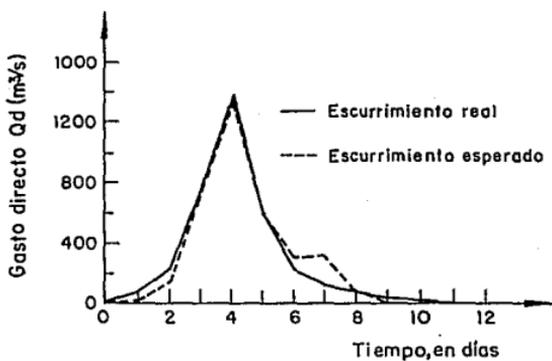


Fig 4.6 Comparación entre el hidrograma de escurrimiento directo, ocurrido en 1959, y el de predicción

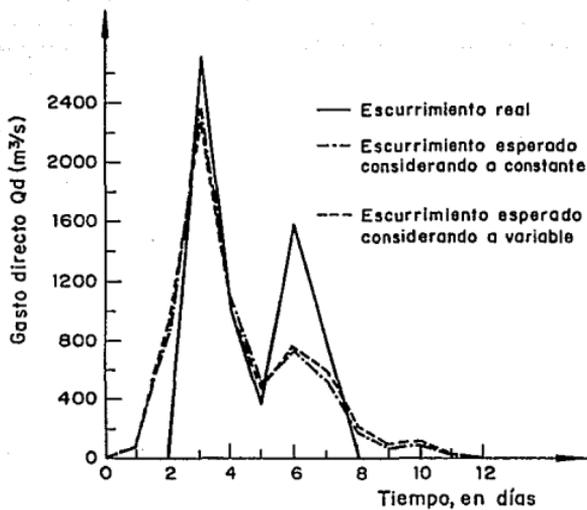


Fig 4.7 Comparación de hidrograma real, avenida de 1963 e hidrogramas de predicción

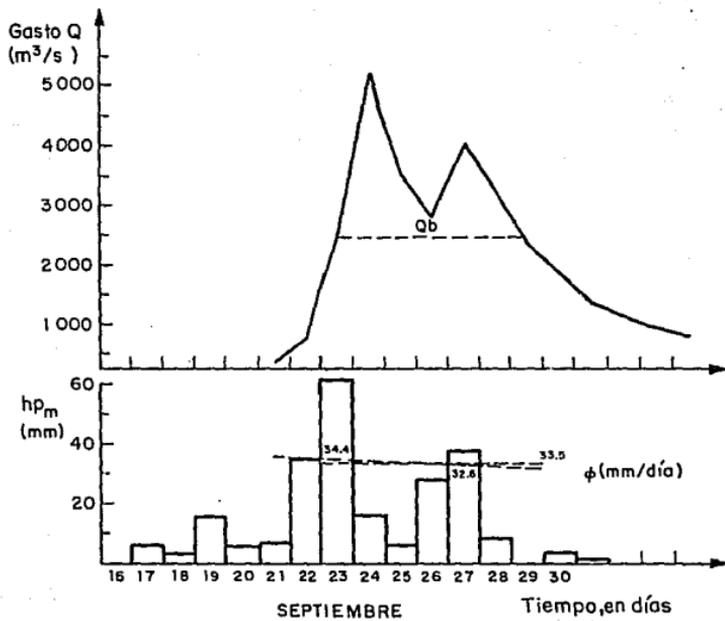


Fig 4.8 Índice de infiltración ϕ propuesto, variable

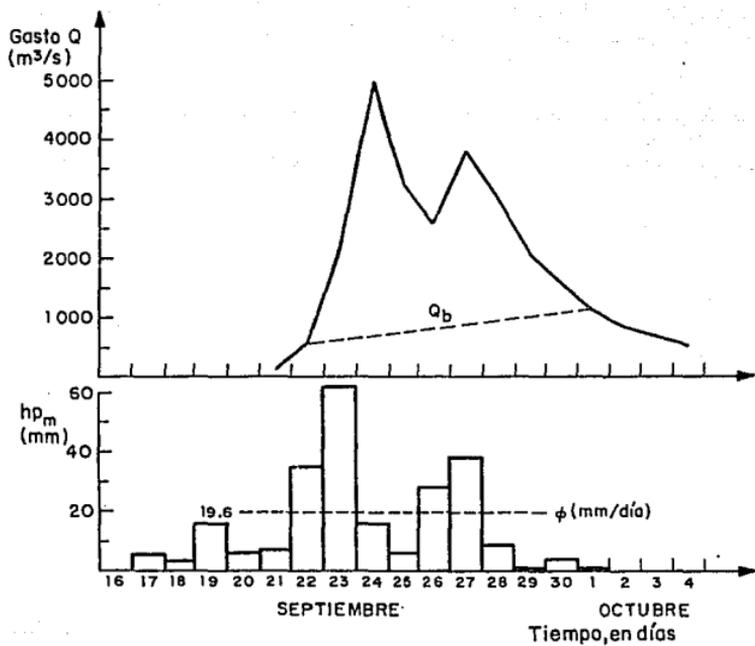


Fig 4.9 Gasto base Q_b propuesto, variable

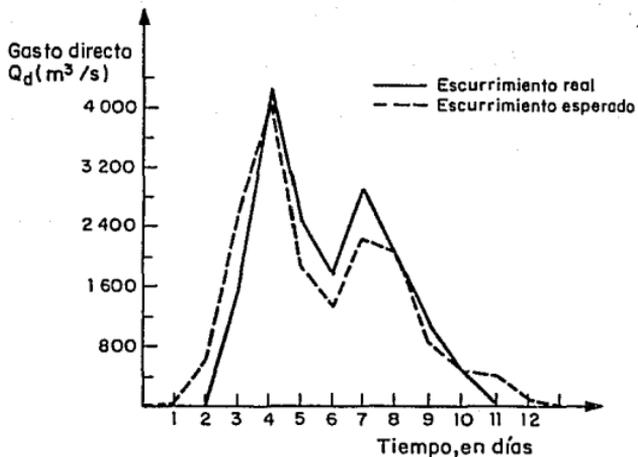


Fig 4.10 Avenida de, 1963. Comparación entre hidrograma de predicción e hidrograma de esguerrimiento real, considerando Q_b variable

A V E N I D A		1 9 6 3	
GASTOS MEDIOS DIARIOS EN M ³ /S		ALTURAS DE PRECIPITACION EN MM	
Q _b	Q _d	h _t	h _e
807	0	35.6	16.0
872	1602		
936	4264	62.4	42.8
1001	2511		
1065	1784	16.5	0
1130	2925		
1194	2070	6.2	0
1259	1081		
1323	492	28.4	8.8
1388	0		
Σ Q _d	16 279		
V _E	1 445	φ	19.6
L _{ED}	86.3		

Q_b = Gasto base, en m³/s.

Q_d = Gasto directo, en m³/s.

h_t = Altura total de lluvia, en mm.

h_e = Altura efectiva de lluvia, en mm.

V_E = Volumen de escurrimiento, en m³ x 10⁶.

L_{ED} = Lámina de escurrimiento directo, en mm.

φ = índice de infiltración, en mm/día.

Tabla 4.10 Determinación del escurrimiento directo y el índice de infiltración, considerando el gasto base variable.

Resumen de errores cuadráticos

Función	Momentos		Máxima verosimilitud	
	3 p	2 p	3 p	2 p
Normal	----	33.4	----	33.4
Lognormal	22.4	21.7	174.6	23.8
Gumbel	----	22.0	----	25.7
Exponencial	----	29.3	----	245.4
Gamma	21.4	23.4	18.9	26.0
Doble Gumbel		12.6		

Resultados del archivo: BURRERO.AJU

Mínimo error cuadrático: 12,6

Calculado por la función: Doble Gumbel

Tabla 4.11 Resumen de errores del ajuste de precipitaciones de la estación Burrero

Resumen de errores cuadráticos

Función	Momentos		Máxima verosimilitud	
	3 p	2 p	3 p	2 p
Normal	----	30.8	----	30.8
Lognormal	20.5	19.9	18.0	20.5
Gumbel	----	20.2	----	17.9
Exponencial	----	31.9	----	282.1
Gamma	20.1	21.6	20.1	24.1
Doble Gumbel		22.9		

Resultados del archivo: PTECOLG.AJU

Mínimo error cuadrático: 17.9

Calculado por la función: Gumbel (máx. ver.)

Tabla 4.12 Resumen de errores del ajuste de precipitaciones en la estación Puente Colgante

ESTACION CLIMATOLOGICA	PERIODO DE RETORNO			
	10 000	1 000	500	100
Chiapilla	192.2	161.3	152.0	130.4
Ixtapa	193.5	158.3	147.7	123.1
Las Limas	220.2	181.6	170.0	142.9
Soyalo	265.7	212.4	196.4	159.1
Villa de Acala	282.0	229.8	214.0	177.5
Finca Ocotlán	184.7	150.9	140.8	117.1
Boquerón	235.0	190.8	177.4	146.4
La Cabaña	184.5	150.9	140.7	117.2
Villa de Corzo	134.2	115.4	109.7	96.5
Tuxtla	205.4	170.2	159.6	134.9
Chicoasén	175.3	146.5	137.8	117.6
Bombana	218.2	178.7	166.8	139.2
Burrero	204.4	167.9	156.9	131.3
La Escalera	188.1	157.7	148.6	127.4
Portaceli	185.6	155.7	146.7	125.8
Puente Colgante	220.3	181.7	170.0	142.9
Tuxtla Gutiérrez	209.2	172.8	161.9	136.4
Villa Flores	243.0	197.7	184.1	152.3

Tabla 4.13 Precipitaciones extrapoladas para varios periodos de retorno. Cuenca de Chicoasén.

ESTACION CLIMATOLOGICA	PERIODO DE RETORNO			
	10 000	1 000	500	100
Camp. Diques	465.6	376.3	349.5	287.0
Grijalva	227.2	185.0	172.3	142.7
Yamonho	659.9	521.5	484.5	390.0
Santa María	373.6	300.8	278.9	227.9
San Juan	384.3	305.8	282.1	227.1
La Unión	441.8	342.4	312.5	242.8
La Providencia	499.9	388.4	354.9	276.8
Las Flores	237.9	195.3	182.5	152.7
San Antonio	208.1	173.6	163.2	139.1
El Progreso	365.8	294.9	273.6	223.9
La Libertad	238.0	196.3	183.8	154.6
San Clemente	411.1	321.8	295.0	232.4

Tabla 4.14 Precipitaciones extrapoladas para varios periodos de retorno. Cuenca de Malpaso.

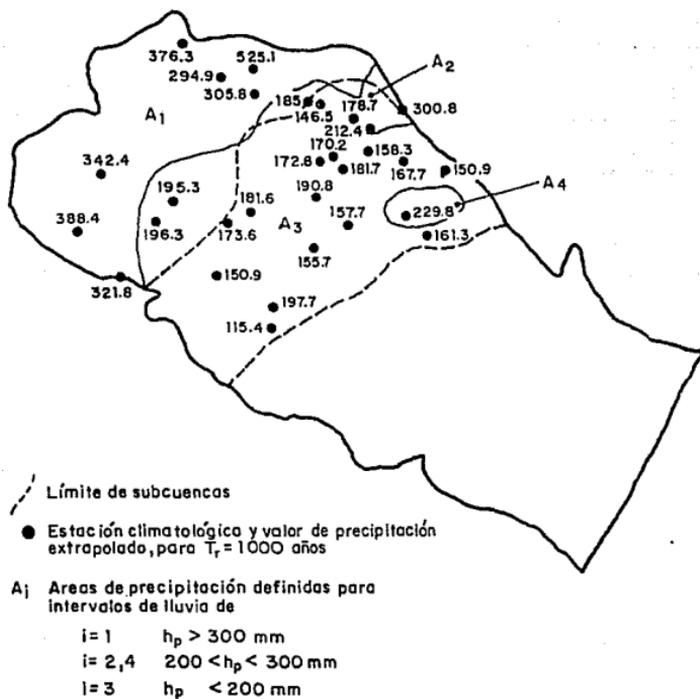


Fig 4.11 Determinación de la precipitación media diaria en la cuenca propia de Malpasó para un periodo de retorno de 1000 años



--- Límite de subcuencas
 ● Estación climatológica y valor de precipitación extrapolado, para $T_r = 10\,000$ años

- A_i Areas de precipitación definidas para intervalos de lluvia de
- i = 5 $h_p > 600$
 - i = 1 $400 < h_p < 500$
 - i = 2 $300 < h_p < 400$
 - i = 3,6 $200 < h_p < 300$
 - i = 4 $h_p < 200$

Fig 4.12 Determinación de la precipitación media diaria en la cuenca propia de Malpaso para un periodo de retorno de 10000 años

Para obtener la precipitación media diaria en la cuenca, los valores de precipitación que se marcan en las dos figuras anteriores y que corresponden a periodos de retorno de 1000 y 10 000 años se sustituyeron en las ecuaciones I y II que se presentan a continuación:

$$\bar{P}_i = \frac{\sum_{k=1}^n P_k}{n} \quad (I)$$

Donde:

- \bar{P}_i Precipitación promedio en el área i
 P_k Valor extrapolado de precipitación en la estación climatológica k
 n Número de estaciones climatológicas en el área i

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^N \bar{P}_i}{N} \quad (II)$$

Donde:

- \bar{P} Precipitación media diaria en la cuenca propia de Malpaso
 N Número de áreas i definidas en la cuenca

De esta manera las precipitaciones resultantes fueron las siguientes:

$$\bar{P}_{(Tr=1000)} = 255.3$$

$$\bar{P}_{(Tr=10000)} = 294.8$$

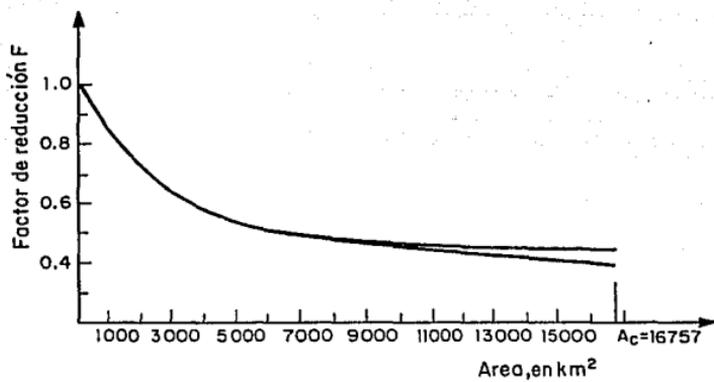


Fig 4.13 Determinación del factor de reducción por área, F

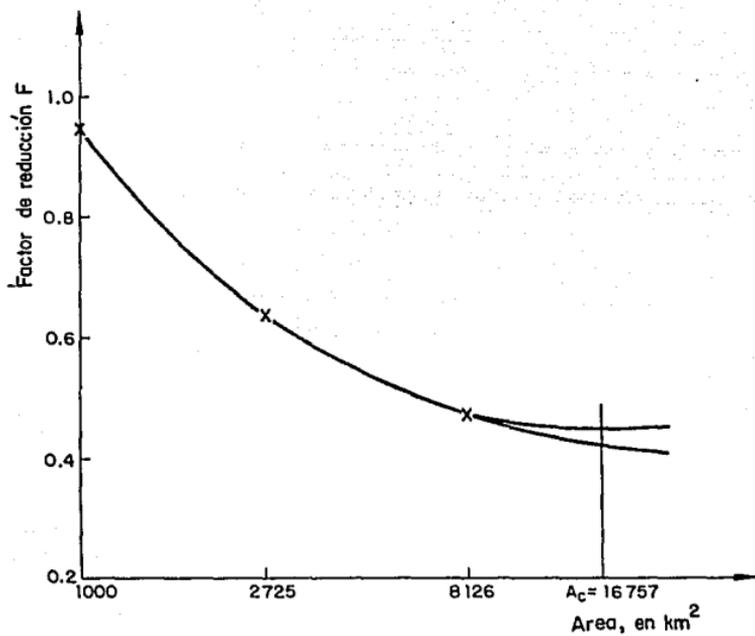


Fig 4.14 Determinación del factor de reducción por área F

Tr = 1000	
U(1)	= 0
U(2)	= 2.9
U(3)	= 30.9
U(4)	= 81.1
U(5)	= 37.6
U(6)	= 16.4
U(7)	= 20.3
U(8)	= 4.8
U(9)	= 0
P(1)	= 32.8
P(2)	= 76.7
P(3)	= 1.6
P(4)	= 0
P(5)	= 21.1
P(6)	= 37.3
Q(1)	= 0
Q(2)	= 95.12
Q(3)	= 1235.95
Q(4)	= 5034.75
Q(5)	= 7503.09
Q(6)	= 3612.79
Q(7)	= 2744.04
Q(8)	= 4604.47
Q(9)	= 4219.03
Q(10)	= 1756.2
Q(11)	= 1040.05
Q(12)	= 858.47
Q(13)	= 179.04
Q(14)	= 0

Tr = 10 000	
U(1)	= 0
U(2)	= 2.9
U(3)	= 30.9
U(4)	= 81.1
U(5)	= 37.6
U(6)	= 16.4
U(7)	= 20.3
U(8)	= 4.8
U(9)	= 0
P(1)	= 41.9
P(2)	= 92.5
P(3)	= 5.8
P(4)	= 0
P(5)	= 28.3
P(6)	= 47.0
Q(1)	= 0
Q(2)	= 121.51
Q(3)	= 1562.96
Q(4)	= 6273.16
Q(5)	= 9256.409
Q(6)	= 4717.61
Q(7)	= 3596.42
Q(8)	= 5921.42
Q(9)	= 5437.52
Q(10)	= 2259.16
Q(11)	= 1345.29
Q(12)	= 1089.94
Q(13)	= 225.6
Q(14)	= 0

Tablas 4.15 y 4.16 Hidrogramas de predicción para la cuenca de Malpaso

Ajuste realizado para el archivo: VMXMLS.AJU

	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1	38.00	1699.00	1451.51	61253.17
2	19.00	1554.00	1256.02	88791.34
3	12.67	1222.00	1140.02	6720.82
4	9.50	1192.00	1056.50	18359.32
5	7.60	990.00	990.74	0.55
6	6.33	897.00	936.17	1534.05
7	5.43	880.00	889.28	86.05
8	4.75	876.00	847.97	785.50
9	4.22	796.00	810.90	222.13
10	3.80	736.00	777.14	1692.14
11	3.45	735.00	746.02	121.44
12	3.17	642.00	717.05	5632.02
13	2.92	608.00	689.84	6698.27
14	2.71	557.00	664.11	11472.82
15	2.53	522.00	639.61	13832.60
16	2.38	511.00	616.15	11056.14
17	2.24	507.00	593.55	7491.54
18	2.11	506.00	571.69	4314.70
19	2.00	493.00	550.42	3297.19
20	1.90	492.00	529.65	1417.23
21	1.81	482.00	509.26	743.00
22	1.73	479.00	489.16	103.22
23	1.65	475.00	469.26	32.99
24	1.58	440.00	449.45	89.35
25	1.52	436.00	429.65	40.32
26	1.46	429.00	409.74	370.79
27	1.41	423.00	389.62	1114.54
28	1.36	401.00	369.13	1015.83
29	1.31	398.00	348.12	2488.31
30	1.27	343.00	326.38	276.35
31	1.23	316.00	303.63	152.93
32	1.19	295.00	279.51	239.87
33	1.15	292.00	253.46	1485.49
34	1.12	279.00	224.59	2960.82
35	1.09	271.00	191.32	6348.20
36	1.06	205.00	150.34	2987.23
37	1.03	142.00	91.87	2512.87

Media = 608.676 Desv = 354.734 asim = 1.511 Error = 517.438

Parámetros de la función Gumbel (momentos)

$\alpha = 0.0036$
 $\beta = 449.0453$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
10,000	2,996.5
1,000	2,359.6
500	2,167.7
100	1,721.4

Tabla 4.17 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 5 días

Ajuste realizado para el archivo: VMXMAL10.AJU

	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1	38.00	2300.00	2207.75	8510.87
2	19.00	2065.00	1921.44	20608.96
3	12.67	1987.00	1751.55	46419.68
4	9.50	1812.00	1629.23	33404.25
5	7.60	1769.00	1532.92	55734.96
6	6.33	1629.00	1452.99	30979.82
7	5.43	1578.00	1384.31	37514.47
8	4.75	1414.00	1323.82	8132.02
9	4.22	1312.00	1269.53	1803.57
10	3.80	1174.00	1220.08	2123.64
11	3.45	1073.00	1174.50	10302.97
12	3.17	1062.00	1132.07	4909.76
13	2.92	1007.00	1092.23	7263.73
14	2.71	956.00	1054.54	9710.38
15	2.53	933.00	1018.66	7337.68
16	2.38	883.00	984.30	10260.77
17	2.24	875.00	951.20	5807.06
18	2.11	863.00	919.18	3155.92
19	2.00	811.00	888.03	5934.09
20	1.90	799.00	857.61	3434.69
21	1.81	793.00	827.75	1207.30
22	1.73	766.00	798.31	1043.96
23	1.65	756.00	769.16	173.19
24	1.58	738.00	740.16	4.65
25	1.52	716.00	711.15	23.48
26	1.46	703.00	682.00	441.01
27	1.41	677.00	652.52	599.29
28	1.36	628.00	622.51	30.10
29	1.31	585.00	591.74	45.46
30	1.27	550.00	559.90	98.03
31	1.23	505.00	526.59	466.22
32	1.19	481.00	491.26	105.36
33	1.15	480.00	453.11	723.28
34	1.12	430.00	410.82	367.81
35	1.09	371.00	362.11	79.09
36	1.06	291.00	302.09	122.94
37	1.03	262.00	216.45	2074.85

Media = 973.351 Desv = 519.537 asim = 0.976 Error = 566.529

Parámetros de la función Gumbel (momentos)

$\alpha = 0.0025$

$\beta = 739.5597$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
10,000	4,470.6
1,000	3,537.7
500	3,256.7
100	2,603.1

Tabla 4.18 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 10 días

Ajuste realizado para el archivo: V00MAL15.AJU

	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1	38.00	2620.00	2756.79	18710.78
2	19.00	2438.00	2414.36	558.98
3	12.67	2394.00	2211.16	33431.39
4	9.50	2370.00	2064.86	93108.56
5	7.60	2252.00	1949.67	91404.95
6	6.33	2213.00	1854.07	128830.52
7	5.43	2090.00	1771.93	101167.48
8	4.75	1893.00	1699.58	37410.61
9	4.22	1746.00	1634.65	12399.25
10	3.80	1568.00	1575.51	56.34
11	3.45	1529.00	1520.99	64.14
12	3.17	1365.00	1470.24	11075.15
13	2.92	1352.00	1422.59	4982.34
14	2.71	1320.00	1377.51	3307.58
15	2.53	1263.00	1334.60	5126.07
16	2.38	1226.00	1293.49	4555.57
17	2.24	1178.00	1253.92	5763.30
18	2.11	1156.00	1215.61	3553.54
19	2.00	1066.00	1178.36	12625.10
20	1.90	1048.00	1141.97	8830.33
21	1.81	1036.00	1106.26	4935.94
22	1.73	1024.00	1071.05	2213.68
23	1.65	989.00	1036.18	2226.41
24	1.58	976.00	1001.50	650.00
25	1.52	973.00	966.81	38.34
26	1.46	939.00	931.94	49.87
27	1.41	877.00	896.68	387.25
28	1.36	858.00	860.79	7.79
29	1.31	855.00	823.99	961.85
30	1.27	824.00	785.90	1451.38
31	1.23	763.00	746.06	286.81
32	1.19	705.00	703.81	1.41
33	1.15	675.00	658.17	283.17
34	1.12	518.00	607.60	8027.92
35	1.09	464.00	549.33	7281.81
36	1.06	444.00	477.55	1125.54
37	1.03	368.00	375.12	50.73

Media = 1280.405 Desv = 621.386 asim = 0.720 Error = 779.065

Parámetros de la función Gumbel (momentos)

$$\alpha = 0.0021$$

$$\beta = 1000.7817$$

Periodo de retorno (años)	Valores extrapolados	
	Valor estimado	
10,000	5,463.2	
1,000	4,347.4	
500	4,011.4	
100	3,229.6	

Tabla 4.19 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 15 días

DIA	GASTO M ³ /S	VOLUMEN M ³ C	F x VOL M ³ C
SEPT			
8	627.3	54.20	66.50
9	601.2	51.94	63.73
10	788.8	68.15	83.61
11	917.7	79.29	97.28
12	913.0	78.88	96.78
13	864.7	74.71	91.66
14	759.8	65.65	80.55
15	725.8	62.71	76.94
16	907.1	78.37	96.15
17	965.1	83.38	102.30
18	809.0	69.90	85.76
19	1179.3	101.89	125.01
20	1287.6	111.25	136.49
21	1198.4	103.54	127.04
22	1877.7	162.23	199.04
23	4518.5	390.40	478.99
24	8642.9	746.75	916.20
25	5719.5	494.16	606.29
26	4161.9	359.59	441.19
27	5224.4	451.39	553.82
28	5348.9	462.14	567.01
29	4600.3	397.46	487.65
30	3517.8	303.94	372.91
OCT			
1	2951.4	255.00	312.86
2	2702.9	233.53	286.52
3	2298.0	198.55	243.60

DIA	GASTO M ³ /S
4	2019.1
5	1705.1
6	2118.1
7	1929.1
8	2053.1
9	1853.1
10	1186.1
11	1660.1
12	1462.1
13	1267.1
14	1120.1
15	1015.1
16	937.1
17	906.1
18	849.1
19	823.1
20	792.1
21	739.1
22	687.1
23	646.1

$$F = \frac{V}{V_{NA}}$$

$$F = 1.2$$

Tabla 4.20 Mayoración de la avenida de sept.
para 10 000 años de periodo de

DIA	GASTO M ³ /S	VOLUMEN M ³ C	F x VOL M ³ C	F x ₃ GASTO M ³ /S
OCT				
8	603.4	52.13	127.55	1476.3
9	740.2	63.95	156.47	1811.0
10	1167.6	100.88	246.81	2856.6
11	1272.8	109.97	269.05	3114.0
12	1336.1	115.43	282.43	3268.9
13	2413.8	208.55	510.24	5905.6
14	1665.3	143.88	352.02	4074.3
15	1280.5	110.63	270.68	3132.9
16	1446.1	124.94	305.68	3538.0
17	2638.0	227.92	557.64	6454.1
18	4139.0	357.87	875.07	10126.4
19	3276.9	283.12	692.69	8017.2
20	2381.0	205.72	503.31	5825.3
21	1739.9	150.33	367.79	4256.8
22	1627.3	149.60	343.99	3981.3
23	1815.3	156.84	383.73	4441.3
24	1533.9	132.43	323.24	3752.8
25	1363.3	117.79	288.18	3335.4
26	1376.1	118.89	290.89	3366.8
27	1171.6	101.23	247.66	2866.4
28	1085.8	93.81	229.52	2656.5
29	1039.5	89.91	219.73	2543.2
30	942.2	81.41	199.17	2305.2
31	839.3	72.51	177.42	2053.4
NOV				
1	869.5	75.12	183.80	2127.3
2	844.6	72.97	178.54	2066.4

$$F = \frac{2996.5}{1224.76} = 2.4466$$

Tabla 4.21 Mayoración de la avenida de octubre de 1959
para 10 000 años de periodo de retorno

VCPMALPASO / 63

agrupacion	suma maxima	promedio	sum max*factor	indice	comienzo
1	6026.9	6026.9	520.724	267	sep/24
2	9987.4	4993.7	862.911	267	sep/24
3	12601.3	4200.4	1088.753	267	sep/24
4	15688.7	3922.2	1355.504	267	sep/24
5	18415.6	3683.1	1591.108	267	sep/24
6	20818.9	3469.8	1798.753	267	sep/24
7	22387.7	3198.2	1934.298	267	sep/24
8	23720.2	2965.0	2049.426	266	sep/23
9	24864.6	2762.7	2148.302	266	sep/23
10	25955.5	2595.6	2242.556	266	sep/23
11	26767.5	2436.1	2315.305	266	sep/23
12	27592.9	2299.4	2384.027	266	sep/23
13	28309.6	2177.7	2445.950	265	sep/22
14	29448.5	2103.5	2544.351	266	sep/23
15	30417.4	2027.8	2628.064	266	sep/23

Tabla 4.22 Resultados del programa "Promedios móviles". Año 1963.

		GASTO PROMEDIO EN M ³ / S						
GRUPA- CION	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966
1	2589.4	1776.9	1537.5	1904.4	6026.9	1646.0	1946.8	1808.8
2	2361.3	1514.8	1530.4	1876.4	4993.7	1310.9	1749.4	1618.9
3	2077.1	1382.4	1395.1	1758.5	4200.4	1153.6	1627.1	1465.3
4	1911.7	1212.5	1236.8	1644.5	3922.2	1073.6	1469.1	1361.0
5	1700.7	1047.3	1183.8	1545.1	3683.1	990.0	1345.0	1283.7
6	1526.9	948.2	1122.9	1457.5	3459.8	913.0	1224.5	1208.5
7	1429.7	877.9	1074.6	1365.5	3198.2	862.0	1186.2	1136.3
8	1348.1	842.8	1023.9	1241.3	2965.0	859.4	1144.0	1073.9
9	1293.1	784.0	968.4	1214.7	2762.7	861.3	1109.5	1018.9
10	1229.6	789.4	938.1	1200.9	2595.6	854.8	1060.8	991.4
11	1194.7	709.4	900.5	1185.5	2436.1	820.8	1009.9	986.3
12	1159.9	682.6	857.5	1182.4	2299.4	791.5	963.5	987.7
13	1111.3	655.5	821.9	1169.8	2177.7	749.1	920.6	975.7
14	1080.2	634.1	788.9	1181.4	2103.5	752.3	884.2	956.3
15	1043.1	632.0	756.9	1179.2	2027.8	741.9	852.7	937.0
GRUPA- CION	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1977	1978
1	1041.6	1239.8	1555.7	1829.2	1385.0	1308.4	1306.7	2842.6
2	1030.2	1194.3	1489.6	1637.8	1336.6	1225.5	1095.5	1153.8
3	1007.8	1169.0	1434.1	1455.9	1279.4	1029.4	983.0	1010.4
4	968.7	1076.7	1380.3	1338.5	1161.2	898.3	909.7	784.1
5	940.4	1051.9	1326.8	1334.2	1103.0	832.3	747.5	731.9
6	909.2	993.5	1349.8	1340.5	1099.8	788.1	639.5	704.1
7	898.7	939.9	1349.8	1312.3	1069.9	733.3	575.6	667.3
8	889.8	876.5	1318.0	1257.5	1038.2	698.7	519.5	653.2
9	867.1	828.2	1274.4	1217.0	1007.7	646.1	510.7	643.4
10	839.9	788.7	1239.9	1213.1	966.1	598.4	477.7	617.1
11	814.9	747.7	1224.3	1212.5	984.1	585.4	435.8	610.9
12	782.7	718.3	1207.4	1210.2	982.7	560.6	437.9	631.3
13	757.1	705.6	1186.1	1211.6	954.1	540.6	405.6	626.2
14	737.5	686.4	1166.7	1229.4	935.7	520.9	389.5	593.9
15	724.6	669.5	1152.5	1223.6	910.0	500.1	376.3	576.1

Tabla 4.23 A Promedios anuales máximos de gasto para duraciones de 1 a 15 días

		GASTO PROMEDIO EN M ³ / S							
AGRUPACION	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	
1	3206.0	7505.8	1656.3	1450.2	1218.8	1878.5	930.6	3828.7	
2	2872.1	6531.8	1492.5	1314.2	1162.6	1676.5	744.2	3410.9	
3	2237.7	5425.9	1411.3	1212.6	1142.4	1469.9	724.5	2757.3	
4	1900.5	4501.9	1307.6	1152.5	1073.8	1346.9	701.7	2220.8	
5	1734.5	3941.9	1250.2	1114.6	1036.7	1278.7	721.5	1859.0	
6	1506.9	3421.9	1181.9	1067.5	994.6	1236.9	715.5	1598.2	
7	1502.6	3032.4	1114.6	998.7	966.4	1324.1	666.7	1407.9	
8	1407.8	2766.1	1097.8	940.7	966.7	1312.5	622.0	1264.0	
9	1357.3	2564.6	1094.9	888.4	968.4	1285.1	587.6	1148.4	
10	1295.9	2379.2	1073.0	844.4	969.4	1252.0	574.4	1042.2	
11	1280.2	2252.2	1051.9	821.1	962.2	1224.1	537.9	959.8	
12	1235.9	2146.7	1013.3	791.9	946.8	1196.2	512.2	900.4	
13	1208.3	2047.4	984.0	793.0	926.3	1160.4	486.0	837.8	
14	1175.5	1959.7	963.0	784.2	922.5	1117.9	467.6	787.0	
15	1160.3	1874.4	935.7	792.3	920.9	1078.3	450.1	742.7	
AGRUPACION	1987	1988	1989	1990	1991				
1	1038.2	2017.4	2555.6	1341.4	1151.6				
2	875.6	1560.8	2446.8	1236.1	866.3				
3	818.3	1476.9	2069.8	1001.9	826.8				
4	734.7	1324.1	2044.6	860.5	748.0				
5	687.3	1308.6	2087.0	910.9	693.7				
6	645.1	1249.8	1921.9	848.8	663.4				
7	598.5	1194.3	1781.7	803.7	640.4				
8	568.0	1151.8	1648.4	757.8	614.9				
9	543.5	1130.0	1586.3	713.3	594.8				
10	508.0	1092.5	1537.3	679.9	573.8				
11	478.1	1043.7	1483.1	652.9	568.2				
12	455.2	994.9	1419.1	622.2	540.7				
13	434.9	948.1	1365.8	594.6	523.6				
14	415.6	922.5	1329.8	566.1	503.6				
15	406.9	898.1	1322.8	538.8	485.9				

Tabla 4.23 B

AJUSTE GASTOS PROMEDIO. FUNCION GUMBEL

DURACION = 10 DIAS

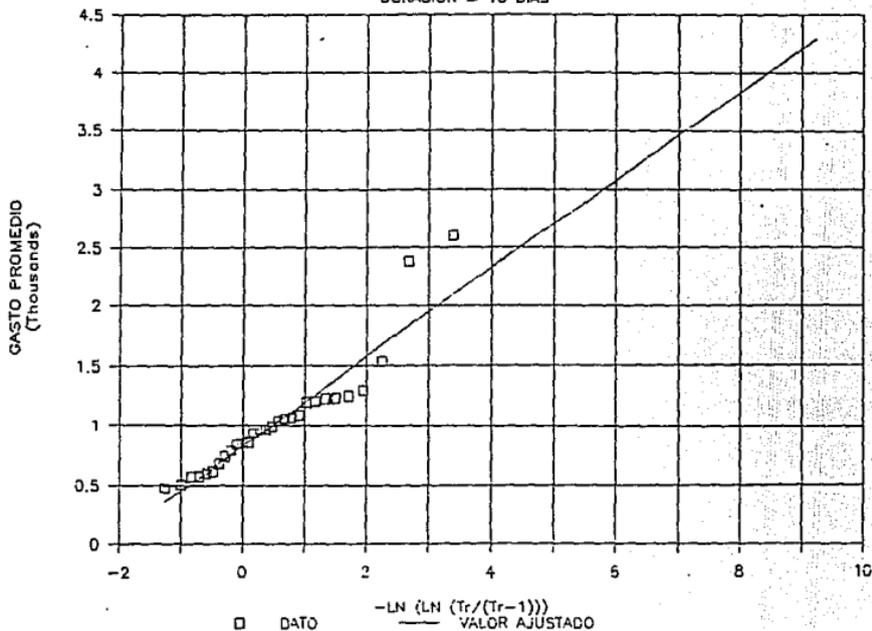


Fig 4.15 Ajuste de gastos promedio asociados a 10 días de duración. Función Gumbel

AJUSTE GASTOS PROMEDIO. FUNC DOBL GUMB

DURACION = 10 DIAS

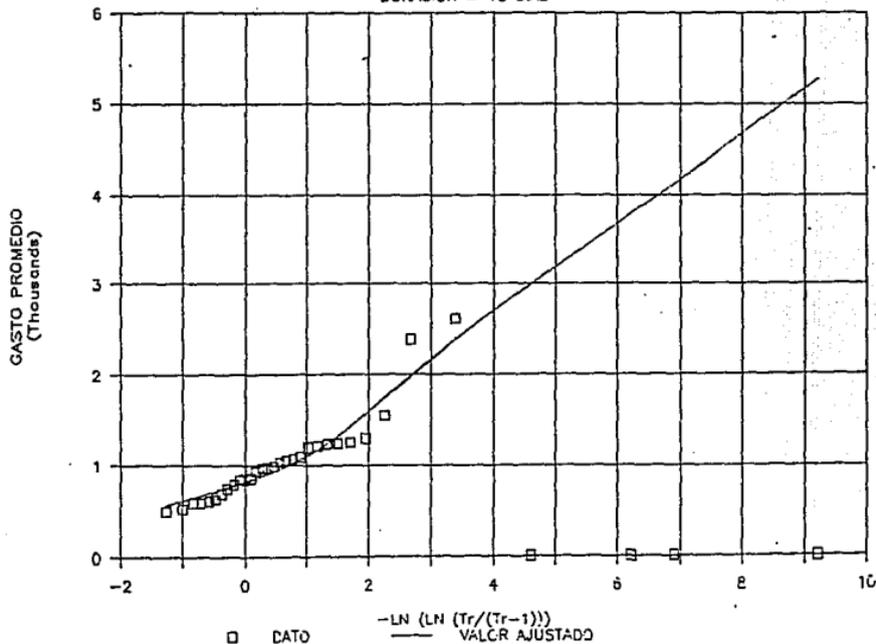


Fig 4.16 Ajuste de gastos promedio asociados a 10 días de duración.
Función Doble Gumbel

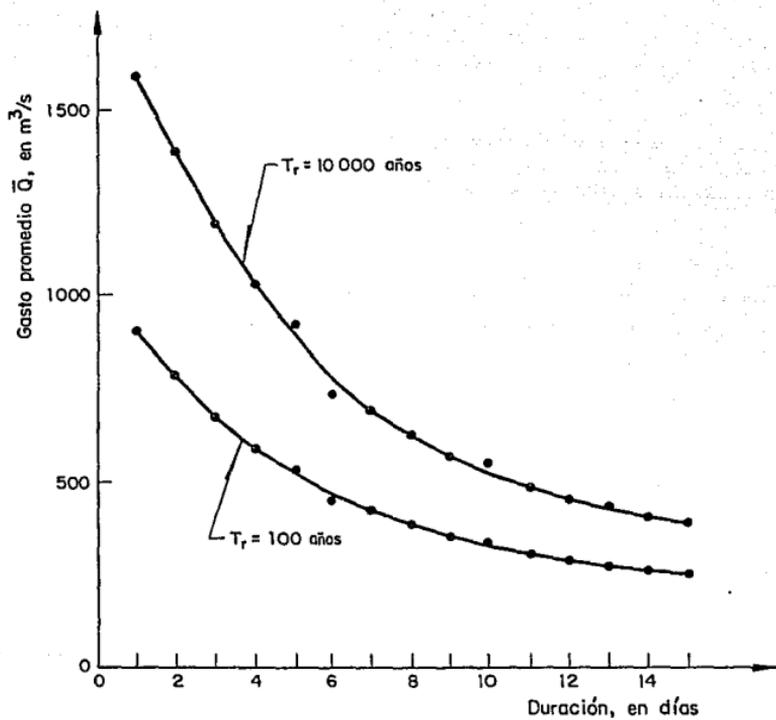


Fig 4.17 Gráfica de gastos promedio \bar{Q} vs duración

Ajuste realizado para el archivo: malp5.aju

	Tr (años)	Dato(1)	Valor ajustado	Error ²
1	30.00	3942.00	4152.48	44300.79
2	15.00	3683.00	3325.35	127909.96
3	10.00	2087.00	2436.98	122487.87
4	7.50	1859.00	1861.82	7.94
5	6.00	1734.00	1667.95	4363.14
6	5.00	1701.00	1551.49	22353.43
7	4.29	1545.00	1466.99	6086.11
8	3.75	1345.00	1399.96	3020.07
9	3.33	1334.00	1343.88	97.58
10	3.00	1327.00	1295.27	1006.94
11	2.73	1309.00	1252.04	3244.51
12	2.50	1284.00	1212.83	5065.30
13	2.31	1279.00	1176.70	10465.40
14	2.14	1250.00	1142.96	11457.07
15	2.00	1184.00	1111.10	5315.02
16	1.88	1115.00	1080.69	1177.28
17	1.76	1103.00	1051.40	2662.73
18	1.67	1052.00	1022.93	845.25
19	1.58	1047.00	995.00	2703.68
20	1.50	1039.00	967.36	5131.71
21	1.43	980.00	939.74	1620.64
22	1.36	940.00	911.84	793.00
23	1.30	911.00	883.30	767.12
24	1.25	832.00	853.68	469.97
25	1.20	747.00	822.33	5674.95
26	1.15	732.00	788.29	3168.08
27	1.11	721.00	749.84	831.67
28	1.07	694.00	703.44	89.14
29	1.03	687.00	638.75	2327.82

Media = 1360.793 Desv = 787.394 aslm = 2.417 Error = 628.844

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0037$
 $\beta_1 = 965.5087$
 $\alpha_2 = 0.0012$
 $\beta_2 = 3400.0000$
 $P = 0.9000$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
10,000	9,161.5
5,000	8,578.4
1,000	7,233.9
500	6,650.8
100	5,275.5

Tabla 4.24 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 5 días (primera aproximación)

Ajuste realizado para el archivo: malp10.aju

	Tr (años)	Dato(1)	Valor ajustado	Error ²
1	30.00	2596.00	2837.11	58135.85
2	15.00	2379.00	2228.16	22751.26
3	10.00	1537.00	1557.97	439.86
4	7.50	1256.00	1391.46	9112.42
5	6.00	1252.00	1295.33	1877.58
6	5.00	1240.00	1226.59	179.91
7	4.29	1230.00	1172.47	3309.37
8	3.75	1213.00	1127.44	7320.77
9	3.33	1201.00	1088.57	12641.09
10	3.00	1092.00	1054.11	1435.39
11	2.73	1073.00	1022.96	2503.87
12	2.50	1061.00	994.34	4443.59
13	2.31	1042.00	967.69	5522.50
14	2.14	991.00	942.59	2342.43
15	2.00	989.00	918.72	2528.08
16	1.88	966.00	895.80	4927.84
17	1.76	938.00	873.61	4145.97
18	1.67	855.00	851.94	9.35
19	1.58	844.00	830.61	179.40
20	1.50	840.00	809.41	935.71
21	1.43	789.00	788.16	0.70
22	1.36	739.00	766.63	763.56
23	1.30	680.00	744.55	4167.23
24	1.25	617.00	721.58	10936.25
25	1.20	598.00	697.21	9841.74
26	1.15	574.00	670.68	9346.22
27	1.11	574.00	640.65	4442.31
28	1.07	508.00	604.33	9280.13
29	1.03	478.00	553.57	5711.42

Media = 1040.414 Desv = 483.084 asim = 1.881 Error = 446.355

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0046$
 $\beta_1 = 815.0000$
 $\alpha_2 = 0.0023$
 $\beta_2 = 2650.0000$
 $P = 0.9300$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
10,000	5,429.2
5,000	5,150.6
1,000	4,454.0
500	4,156.7
100	3,445.9
50	3,114.2

Tabla 4.25 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 10 días (primera aproximación)

Ajuste realizado para el archivo: malpl.AJU

	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1	30.00	7509.00	7088.97	176426.66
2	15.00	6027.00	5785.33	58404.59
3	10.00	3829.00	4743.50	836305.81
4	7.50	3206.00	3348.13	20200.77
5	6.00	2843.00	2634.91	43303.41
6	5.00	2689.00	2370.83	101230.86
7	4.29	2556.00	2207.04	121772.55
8	3.75	2017.00	2086.63	4848.66
9	3.33	1947.00	1990.36	1879.80
10	3.00	1904.00	1909.39	29.00
11	2.73	1878.00	1838.81	1528.14
12	2.50	1839.00	1776.01	3968.20
13	2.31	1808.00	1718.78	7960.81
14	2.14	1777.00	1665.87	12349.82
15	2.00	1656.00	1616.32	1574.82
16	1.88	1646.00	1569.36	5873.39
17	1.76	1556.00	1524.40	998.71
18	1.67	1537.00	1480.91	3146.04
19	1.58	1450.00	1438.46	133.29
20	1.50	1385.00	1396.60	134.56
21	1.43	1341.00	1354.92	193.73
22	1.36	1308.00	1312.95	24.51
23	1.30	1307.00	1270.15	1357.68
24	1.25	1240.00	1225.85	200.32
25	1.20	1219.00	1179.08	1593.23
26	1.15	1152.00	1128.42	556.05
27	1.11	1042.00	1071.34	860.91
28	1.07	1038.00	1002.63	1251.27
29	1.03	931.00	907.07	572.59

Media = 2125.414 Desv = 1465.867 asim = 2.589 Error = 1186.878

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0025$
 $\beta_1 = 1380.0000$
 $\alpha_2 = 0.0007$
 $\beta_2 = 5300.0000$
 $P = 0.8700$

Periodo de retorno (años)	Valores extrapolados	Valor estimado
50		7,931.6
100		9,013.8
500		11,425.1
1,000		12,454.2
5,000		14,818.3
10,000		15,866.1

Tabla 4.26 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 1 día

Ajuste realizado para el archivo: malp5.AJU

	Tr (años)	Dato(1)	Valor ajustado	Error ²
1	30.00	3942.00	4100.06	24981.90
2	15.00	3683.00	3330.45	124292.05
3	10.00	2087.00	2472.96	148963.95
4	7.50	1859.00	1862.75	14.08
5	6.00	1734.00	1668.07	4346.51
6	5.00	1701.00	1551.50	22349.12
7	4.29	1545.00	1466.99	6085.16
8	3.75	1345.00	1399.96	3020.18
9	3.33	1334.00	1343.88	97.52
10	3.00	1327.00	1295.27	1007.10
11	2.73	1309.00	1252.04	3244.53
12	2.50	1284.00	1212.83	5065.21
13	2.31	1279.00	1176.70	10466.05
14	2.14	1250.00	1142.96	11457.39
15	2.00	1184.00	1111.09	5315.16
16	1.98	1115.00	1080.69	1177.16
17	1.76	1103.00	1051.40	2662.73
18	1.67	1052.00	1022.93	845.24
19	1.58	1047.00	995.00	2703.73
20	1.50	1039.00	967.36	5131.86
21	1.43	980.00	939.74	1620.70
22	1.36	940.00	911.84	792.97
23	1.30	911.00	883.30	767.10
24	1.25	832.00	853.68	469.93
25	1.20	747.00	822.33	5674.90
26	1.15	732.00	788.29	3168.16
27	1.11	721.00	749.84	831.71
28	1.07	694.00	703.44	89.15
29	1.03	687.00	638.75	2327.80

Media = 1360.793 Desv = 767.394 asim = 2.417 Error = 631.640

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0037$
 $\beta_1 = 965.5087$
 $\alpha_2 = 0.0013$
 $\beta_2 = 3400.0000$
 $P = 0.9000$

Valores extrapolados

Periodo de retorno	Valor estimado
10,000	8,766.5
5,000	8,214.0
1,000	6,963.3
500	6,426.1
100	5,144.7
50	4,563.0

Tabla 4.27 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 5 días

Ajuste realizado para el archivo: malp10.AJU

	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1				
1	30.00	2595.00	2806.03	44111.69
2	15.00	2379.00	2232.61	21430.50
3	10.00	1537.00	1557.94	438.67
4	7.50	1296.00	1391.45	9110.67
5	6.00	1252.00	1295.33	1877.47
6	5.00	1240.00	1225.59	179.87
7	4.29	1230.00	1172.47	3309.23
8	3.75	1213.00	1127.45	7319.56
9	3.33	1201.00	1088.57	12641.23
10	3.00	1092.00	1054.12	1435.06
11	2.73	1073.00	1022.96	2503.91
12	2.50	1061.00	994.34	4443.81
13	2.31	1042.00	967.69	5522.41
14	2.14	991.00	942.59	2343.44
15	2.00	969.00	918.72	2528.14
16	1.88	966.00	895.80	4927.87
17	1.76	938.00	873.61	4146.01
18	1.67	855.00	851.94	9.34
19	1.58	844.00	830.61	179.41
20	1.50	840.00	809.41	935.64
21	1.43	789.00	788.16	0.70
22	1.36	739.00	766.63	763.58
23	1.30	680.00	744.55	4167.22
24	1.25	617.00	721.58	10936.38
25	1.20	598.00	697.21	9841.88
26	1.15	574.00	670.68	9346.30
27	1.11	574.00	640.65	4442.25
28	1.07	508.00	604.33	9280.19
29	1.03	478.00	553.57	5711.43

Media = 1040.414 Desv = 483.084 asim = 1.881 Error = 428.817

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0046$
 $\beta_1 = 815.0000$
 $\alpha_2 = 0.0025$
 $\beta_2 = 2630.0000$
 $P = 0.9300$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
50	3,065.5
100	3,378.3
500	4,047.1
1,000	4,325.0
5,000	4,965.5
10,000	5,250.1

Tabla 4.28 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 10 días

Ajuste realizado para el archivo: malpi5.AJU

i	Tr (años)	Dato(i)	Valor ajustado	Error ²
1	30.00	2028.00	2098.88	5024.13
2	15.00	1874.00	1748.79	15678.36
3	10.00	1323.00	1425.38	10480.99
4	7.50	1224.00	1264.17	1613.60
5	6.00	1179.00	1170.12	78.87
6	5.00	1160.00	1102.83	3268.22
7	4.29	1152.00	1049.87	10430.69
8	3.75	1078.00	1005.79	5213.86
9	3.33	1043.00	967.75	5663.24
10	3.00	937.00	934.03	8.82
11	2.73	936.00	903.54	1053.79
12	2.50	921.00	875.52	2068.13
13	2.31	910.00	849.44	3667.69
14	2.14	898.00	824.88	5346.92
15	2.00	853.00	801.51	2650.99
16	1.88	792.00	779.08	166.86
17	1.76	757.00	757.36	0.13
18	1.67	743.00	736.16	46.84
19	1.58	742.00	715.27	714.33
20	1.50	725.00	694.53	928.37
21	1.43	669.00	673.73	22.40
22	1.36	632.00	652.66	426.88
23	1.30	576.00	631.05	3030.84
24	1.25	539.00	608.57	4839.31
25	1.20	500.00	584.71	7176.08
26	1.15	486.00	558.75	5292.07
27	1.11	450.00	529.36	6298.00
28	1.07	407.00	493.62	7536.98
29	1.03	376.00	444.14	4642.52

Media = 893.448 Desv = 391.634 asim = 1.276 Error = 336.704

Parámetros de la función Doble Gumbel

$\alpha_1 = 0.0047$
 $\beta_1 = 700.0000$
 $\alpha_2 = 0.0033$
 $\beta_2 = 1950.0000$
 $P = 0.9300$

Valores extrapolados

Periodo de retorno (años)	Valor estimado
10,000	3,945.5
5,000	3,730.8
1,000	3,237.6
500	3,026.2
100	2,522.5
50	2,289.7

Tabla 4.29 Ajuste y extrapolación de los gastos promedio \bar{Q} asociados a una duración de 15 días

VALORES EXTRAPOLADOS					
		Tr = 10000 años		Tr = 100 años	
DIA	\bar{Q}	Q	\bar{Q}	Q	
1	15 866	15 866	9 014	9 014	
2	14 087	12 308	7 870	6 726	
3	12 122	8 192	6 671	4 273	
4	10 143	4 206	5 807	3 215	
5	8 766	3 258	5 145	2 497	
6	7 831	3 156	4 735	2 685	
7	6 813	705	4 219	1 123	
8	6 282	2 565	3 935	1 947	
9	5 737	1 377	3 651	1 379	
10	5 250	867	3 378	921	
11	4 879	1 169	3 153	903	
12	4 489	199	2 925	417	
13	4 294	1 954	2 765	845	
14	4 093	1 480	2 638	987	
15	3 945	1 873	2 522	898	

\bar{Q} = Gasto promedio extrapolado, en m^3/s

Q = Gasto medio diario, en m^3/s

Tabla 4.30 Proceso de desagregación de los gastos promedio extrapolados para periodos de retorno de 100 y 10 000 años

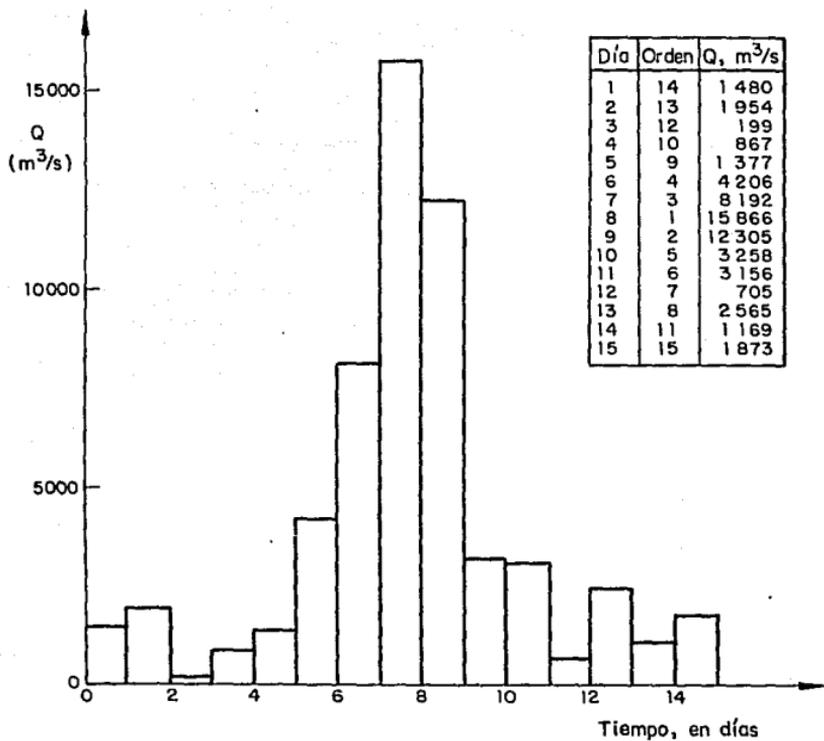


Fig 4.18 Hidrograma de diseño para 10 000 años de periodo de retorno

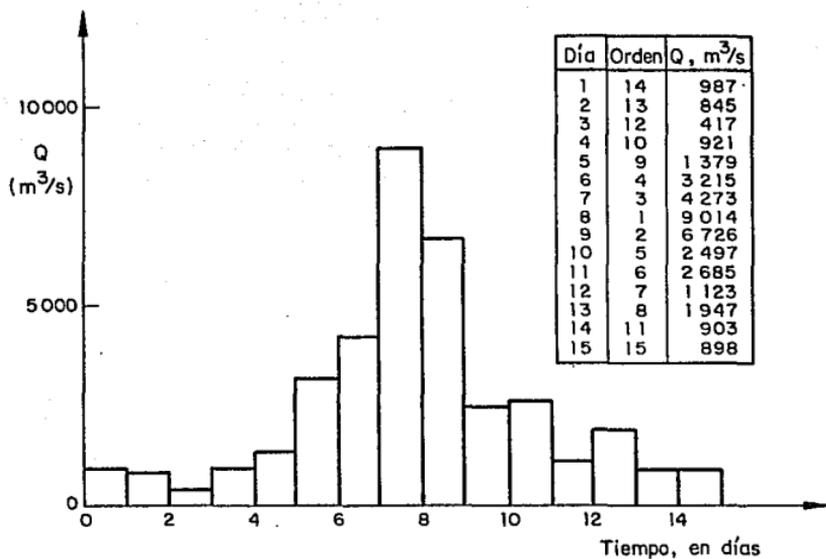


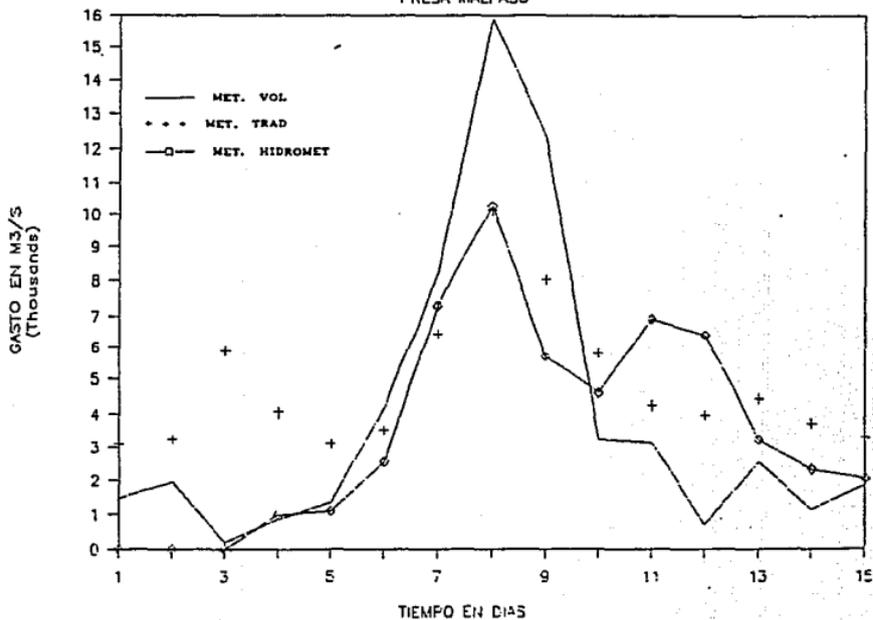
Fig 4.19 Hidrograma de diseño para 100 años de periodo de retorno

	METODO HIDROMETEORO- LOGICO	METODO ESTADISTICO TRADICIONAL	METODO DE VOLUMENES
G A S T O M E D I O D I A R I O E N M ³ / S		3 114	1 480
		3 269	1 954
		5 906	199
	1 000	4 074	867
	1 121	3 133	1 377
	2 563	3 538	4 206
	7 273	6 454	8 192
	10 256	10 126	15 866
	5 718	8 017	12 308
	4 596	5 825	3 258
	6 921	4 257	3 156
	6 437	3 981	705
	3 259	4 441	2 565
	2 345	3 753	1 169
2 089	3 335	1 873	

Tabla 4.31 Hidrogramas de diseño obtenidos para la cuenca de Malpaso, con periodo de retorno de 10 000 años

AVENIDAS DE DISEÑO DEL VERTEDOR

PRESA MALPASO



130

Fig 4.20 Avenidas calculadas para el vertedor de la presa Malpasos.

..... TRANSITO DE AVENIDAS

ARCHIVO DE LA CURVA V-G: VC3.MPA

VOL. INICIAL: 12373

ARCHIVO DE LA AVENIDA: AVVOL100.MPA

t en hr	Q ENTRADA	Q SALIDA	VOL. 10 ⁶ M ³
0	123.375	32.61719	12373.49
3	246.75	113.3454	12374.70
6	370.125	216.5365	12376.25
9	493.5	330.4688	12377.96
12	616.875	449.3490	12379.74
15	740.25	570.6380	12381.56
18	863.625	693.0338	12383.40
21	987	815.9505	12385.24
24	969.25	901.7578	12386.53
27	951.5	932.7474	12386.99
30	933.75	937.8906	12387.07
33	916	931.0546	12386.97
36	898.25	918.3593	12386.78
39	880.5	902.9948	12386.55
42	862.75	886.3932	12386.30
45	845	869.2057	12386.04
48	791.5	842.1874	12385.63
51	738	801.237	12385.02
54	684.5	753.5156	12384.30
57	631	702.7995	12383.54
60	577.5	650.6510	12382.76
63	524	597.7865	12381.97
66	470.5	544.5313	12381.17
69	417	491.1458	12380.37
72	480	468.4896	12380.03
75	543	491.2761	12380.37
78	606	535.2865	12381.03
81	669	589.4531	12381.84
84	732	648.2422	12382.72
87	795	709.2448	12383.64
90	858	771.2891	12384.57
93	921	833.7890	12385.51
96	978.25	895.1171	12386.43
99	1035.5	954.2318	12387.31
102	1092.75	1012.370	12388.19
105	1150	1070.052	12389.05
108	1207.25	1127.474	12389.91
111	1264.5	1184.631	12390.77
114	1321.75	1242.122	12391.63
117	1379	1299.414	12392.49
120	1608.5	1402.279	12394.03
123	1838	1572.135	12396.58
126	2067.5	1773.568	12399.60
129	2297	1889.909	12402.85

132	2526.5	2005.169	12407.32
135	2756	2013.334	12414.15
138	2985.5	2024.339	12423.35
141	3215	2038.153	12434.89
144	3347.25	2054.106	12448.23
147	3479.5	2071.553	12462.82
150	3611.75	2090.473	12478.64
153	3744	2110.848	12495.67
156	3876.25	2132.861	12513.90
159	4008.5	2155.890	12533.32
162	4140.75	2180.519	12553.91
165	4273	2206.529	12575.66
168	4865.62	2236.856	12601.10
171	5458.25	2274.401	12632.40
174	6050.875	2319.073	12669.75
177	6643.5	2370.777	12712.97
180	7236.125	2429.425	12762.00
183	7828.75	2494.926	12816.76
186	8421.375	4021.466	12869.32
189	9014	4077.485	12919.74
192	8728	4134.663	12971.20
195	8442	4187.748	13018.97
198	8156	4236.789	13063.11
201	7870	4281.834	13103.65
204	7584	4322.930	13140.64
207	7298	4360.123	13174.11
210	7012	4393.461	13204.11
213	6726	4422.997	13230.69
216	6197.375	4447.307	13252.58
219	5668.75	4465.030	13268.53
222	5140.125	4476.235	13278.61
225	4611.5	4481.003	13282.90
228	4082.875	4479.405	13281.46
231	3554.25	4471.523	13274.37
234	3025.625	4457.427	13261.69
237	2497	4437.196	13423.48
240	2520.5	4414.192	13222.77
243	2544	4391.743	13202.57
246	2567.5	4369.842	13182.86
249	2591	4348.483	13163.64
252	2614.5	4327.660	13144.89
255	2638	4307.364	13126.63
258	2661.5	4287.592	13108.83
261	2685	4268.335	13091.50
264	2489.75	4248.283	13073.46
267	2294.5	4226.143	13053.53
270	2099.25	4201.936	13031.74
273	1904	4175.69	13008.12
276	1708.75	4147.428	12982.69
279	1513.5	4117.173	12955.46
282	1318.25	4084.951	12926.46
285	1123	4050.784	12895.71
288	1226	4016.473	12864.83
291	1329	3406.991	12838.54
294	1432	2522.074	12821.43
297	1535	2487.318	12810.40

300	1638	2475.755	12800.73
303	1741	2465.662	12792.29
306	1844	2457.021	12785.07
309	1947	2449.813	12779.04
312	1816.5	2442.522	12772.95
315	1686	2433.649	12765.53
318	1555.5	2423.214	12756.81
321	1425	2411.237	12746.79
324	1294.5	2397.746	12735.51
327	1164	2382.741	12722.97
330	1033.5	2366.260	12709.19
333	903	2348.316	12694.19
336	902.375	2329.761	12678.68
339	901.75	2311.435	12663.36
342	901.125	2293.336	12648.23
345	900.5	2275.463	12633.29
348	899.875	2257.809	12618.53
351	899.25	2240.377	12603.96
354	898.625	2223.158	12589.56
357	898	2206.152	12575.34

..... RESULTADOS DEL TRANSITO

QMAX = 4481.003

En t = 225

VMAX = 13282.9

Tabla 4.32 Tránsito de la avenida obtenida con el método de volúmenes. Tr = 100 años

TRANSITO AV DISEÑO MALPASO (MET VOL)

Tr = 100 AÑOS

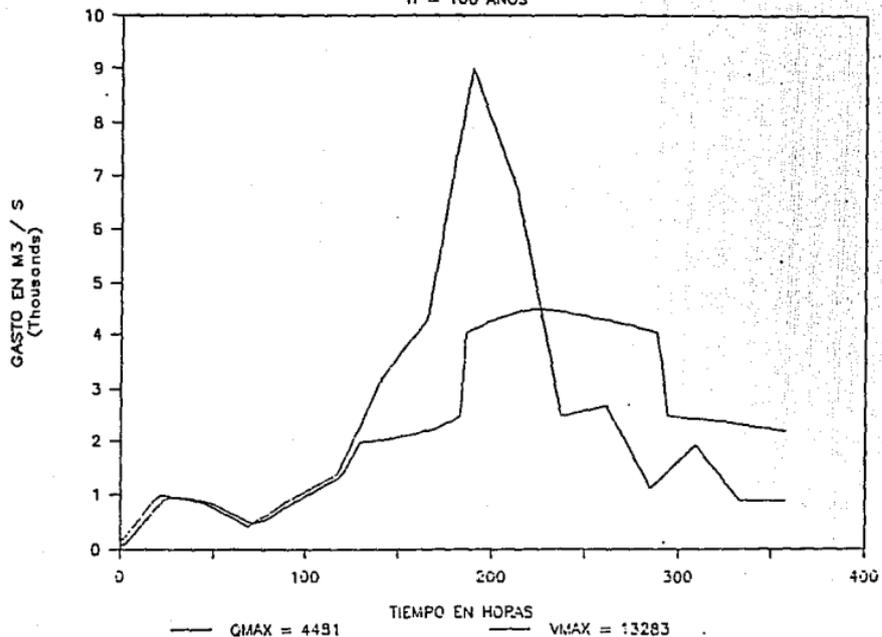


Fig 4.21 Tránsito de la avenida obtenida con el método de volúmenes, para 100 años de periodo de retorno.

TRANSITO AV DISEÑO MALPASO (MET VOL)

Tr = 10 000 AÑOS

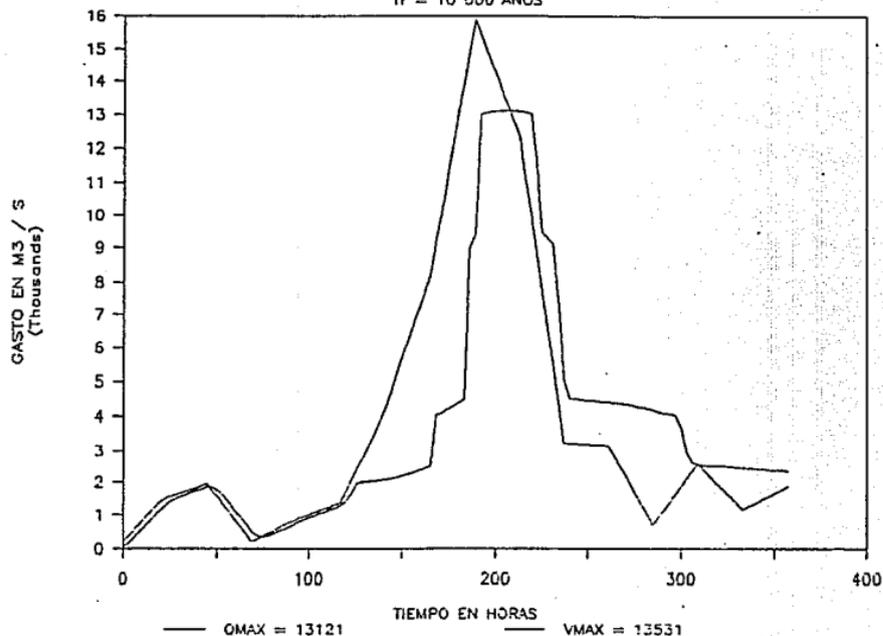


Fig 4.22 Tránsito de la avenida de diseño, con 10 000 años de periodo de retorno, obtenida con el método de volúmenes.

5. CONCLUSIONES

En el desarrollo de cada uno de los métodos alternativos utilizados en el presente trabajo, se encontraron resultados parciales que al final llevaron a la determinación de la avenida de diseño que se buscaba. A continuación se presentan los pasos principales de cada método con sus correspondientes resultados, de modo que se tenga una visión conjunta de lo más destacado en los tres casos.

Métodos hidrometeorológicos.

Con información proveniente de 5 avenidas históricas se obtuvo un modelo de lluvia-escorrentamiento, representado por el siguiente hidrograma unitario instantáneo característico H.U.I:

Hidrograma unitario instantáneo característico de Malpaso

DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9
GASTO UNITARIO EN M ³ /S	0	2.9	30.9	81.1	37.6	16.4	20.3	4.8	0

Como las características meteorológicas de la cuenca y la información disponible lo permitieron, se determinó con métodos estadísticos la precipitación media en la cuenca para distintos periodos de retorno, suponiendo que la precipitación asociada a un periodo de retorno cualquiera ocurre simultáneamente en todos los puntos. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para 1000 y 10 000 años de periodo de retorno.

Tormenta simultánea

PERIODO DE RETORNO EN AÑOS	ALTURA DE LLUVIA EN MM
1000	255.3
10 000	294.8

A la tormenta simultánea se le aplicó un factor de reducción por área $F=0.4$, que se eligió para la cuenca propia de Malpaso luego de interpolar en una gráfica del factor de reducción contra el área. La gráfica se construyó a partir de factores F que se habían calculado para dos cuencas pertenecientes también al Río Grijalva.

El hietograma de precipitación total se construyó a partir de la precipitación simultánea, afectada por el factor de reducción por área F , y con la tormenta del histórica de 1963, que se mayoró multiplicando sus ordenadas por un factor resultado de dividir la precipitación simultánea extrapolada entre la máxima altura de lluvia de la tormenta histórica.

Para determinar el hietograma de lluvia efectiva que se muestra en la siguiente tabla, se restó al hietograma total un índice de

infiltración $\phi = 25.4$ mm/día que se obtuvo del análisis de las tormentas históricas.

Tormenta de diseño

TIEMPO EN DIAS	PRECIPITACION EFECTIVA EN MM	
	Tr_{1000}	Tr_{10000}
2	76.7	92.5
3	1.6	5.8
4	0	0
5	21.1	28.3
6	37.3	47.0

A partir del H.U.I característico de la cuenca y las tormentas de diseño con 1000 y 10 000 años de periodo de retorno se estimaron los hidrogramas de gasto directo asociados al mismo periodo, a los que se sumó un gasto base $Q_b = 1000$ m³/s, que se obtuvo de la información histórica.

Los hidrogramas de diseño que se obtuvieron con el procedimiento hidrometeorológico para los dos periodos de retorno antes mencionados fueron los siguientes:

Hidrograma de diseño

tiempo en dias	G A S T O EN M ³ /S	
	Tr ₁₀₀₀	Tr ₁₀₀₀₀
1	1000	1000
2	1095	1121
3	2236	2563
4	6035	7273
5	8503	10256
6	4613	5718
7	3744	4596
8	5604	6921
9	5219	6437
10	2756	3259
11	2040	2345
12	1858	2089
13	1179	1226
14	1000	1000

Métodos estadísticos.

1. Método tradicional.

Se trabajó con volúmenes promedio máximos anuales asociados a duraciones de 5, 10 y 15 días, los cuales se ajustaron, en cada caso, a funciones de distribución tipo Gumbel.

A diferencia de la forma clásica, al aplicar este método se trabajó con base en la duración de 5 días y fue para esta duración que se determinó el factor de mayoración, dividiendo el volumen máximo extrapolado para 10 000 años de periodo de retorno entre el volumen máximo de la avenida histórica.

Luego de hacer un primer tanteo con la avenida histórica de 1963, se optó por trabajar con la de 1959, para la cual el factor de mayoración resultó $F = 1.2269$. La avenida de diseño obtenida, para 10 000 años de periodo de retorno, fue la siguiente:

Avenida de diseño

DIA	GASTO EN M ³ /S
1	3114
2	3269
3	5906
4	4074
5	3133
6	3538
7	6454
8	10126
9	8017
10	5825
11	4257
12	3981
13	4441
14	3753
15	3335

2. Método de volúmenes.

En este caso se utilizó la función Doble Gumbel para ajustar los volúmenes promedio máximos asociados a duraciones de 1 a 15 días y extrapolar a periodos de retorno de 100 y 10 000 años.

Los volúmenes promedio que resultaron de la extrapolación se transformaron a gastos medios diarios de acuerdo con el proceso de desagregación que se describe en el capítulo 4. Los valores obtenidos fueron los siguientes:

tiempo en dias	G A S T O	
	E N	M / S
	Gr 100	Gr 10000
1	9014	15866
2	6726	12308
3	4273	8192
4	3215	4206
5	2497	3256
6	2685	3156
7	1123	705
8	1947	2565
9	1379	1377
10	921	867
11	903	1169
12	417	199
13	845	1954
14	987	1480
15	898	1873

Finalmente, se obtuvo el hidrograma de diseño luego de ordenar los gastos de la tabla anterior con una secuencia que se tomó de un estudio hecho para la presa Hultes, la cual, aplicada al caso de Malpaso, resultó lógica. Los resultados fueron los siguientes:

Avenida de diseño

tiempo en dias	numero de orden	G A S T O	
		E N M ³ / S	
		Tr ₁₀₀	Tr ₁₀₀₀₀
1	14	987	1480
2	13	845	1954
3	12	417	199
4	10	921	867
5	9	1379	1377
6	4	3215	4206
7	3	4273	8192
8	1	9014	15868
9	2	6726	12305
10	5	2497	3258
11	6	2685	3156
12	7	1123	705
13	8	1947	2565
14	11	903	1169
15	15	898	1873

De entre las tres avenidas calculadas se eligió finalmente la última, es decir, la que se determinó con el método estadístico de volúmenes.

El proceso de selección del método adecuado de cálculo de la avenida de diseño consideró, en primera instancia, que los daños que originaría aguas abajo de la presa una operación inadecuada del vertedor tendría consecuencias económicas muy graves. Con respecto a éste punto, la elección se inclina por el método de volúmenes, que dió como resultado la avenida con mayor volumen de escurrimiento y un gasto de plco superior al obtenido en los otros casos.

Por la situación geográfica de la cuenca, se estableció que si bien las lluvias que pueden afectarla se registran en general en los meses de julio a noviembre y son producto de las perturbaciones ciclónicas que se generan en el Golfo de México y en el Mar Caribe, estos ciclones no inciden directamente en la cuenca. Por esta razón y dado que el

registro de precipitaciones comprendía un número de años suficiente, se optó por obtener la tormenta de diseño a partir de información obtenida directamente de la cuenca, sin necesidad de partir de datos recopilados en un lugar distinto.

En lo que respecta a la información disponible, principalmente de lluvias y escurrimientos, se logró recopilar un número suficiente de años de registro, lo que hizo posible la aplicación tanto de métodos hidrometeorológicos como estadísticos con base en muestras representativas. Sin embargo, como en los métodos hidrometeorológicos es necesario hacer una serie de transformaciones, sujetas cada una de ellas a errores, en este caso resulta una mejor opción alguno de los métodos estadísticos, que trabajan directamente con los escurrimientos, sin necesidad de calcular una tormenta previa.

Haciendo la comparación entre los métodos estadísticos, resulta claro que el de volúmenes es una mejor opción, pues permite estimar la avenida de diseño considerando, además del gasto máximo, el volumen y la forma, los cuales son determinantes en presas con gran capacidad de regulación, como es el caso de Malpaso. Por añadidura, la información que se utilizó al aplicar este método, fue mucho más completa que la empleada en el método tradicional.

Una vez que se eligió la avenida obtenida por el método de volúmenes como la más adecuada para el vertedor de la presa, se hizo el tránsito de la avenida correspondiente para lo cual se propuso una política de operación que finalmente se consideró adecuada pues concilió dos aspectos importantes: el gasto de descarga para avenidas relativamente frecuentes (con periodos de retorno menor que 100 años) no era excesivo y además no se sobrepasó el nivel de aguas máximas de la presa cuando se trabajó con la avenida de diseño.

REFERENCIAS.

1. DOMINGUEZ, M., R. y ALVARADO, C., A., "Métodos para el cálculo de Avenidas de Diseño de vertedores en presas de almacenamiento", Tomo II, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1992), pp 19-21.
2. Op. cit, ref 1, Tomo 1, pp 12-14.
3. APARICIO, M., F. J., "Fundamentos de Hidrología de Superficie", Editorial Limusa, Noriega Editores, México (1992), pp 187-191
4. Op. cit, ref 3, Cap 8.
5. EAGLESON, P. S., et al, "Computation of Optimum Realizable Unit Hydrographs", Water Resources Research, Vol. 2, N° 4, E. U. A. (1966), pp 755-764.
6. Op. cit, ref 1, Tomo I, Cap 4.
7. TIPACAMU, G., et al, "Determinación de factores de reducción por área para el cálculo de la precipitación media de una tormenta de diseño. Aplicación a 2 cuencas del Río Grijalva". XII Congreso Nacional de Hidráulica, Puerto Vallarta, México (Oct 1992).
8. Op. cit, ref 5.
9. JIMENEZ, E. M., "Manual de operación del programa AX (Ajuste de funciones de distribución de probabilidad)", Centro Nacional de Prevención de Desastres, RH/05/92, México (1992).
10. Op. cit, ref 2.
11. DOMINGUEZ M., R. y ESPINO G., C., "Análisis hidrológico para el diseño del vertedor de la presa Hultes", Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1992), Cap 3.