

## CAPÍTULO 3

### EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para mostrar la manera de aplicar los métodos para calcular avenidas de diseño se empleó el registro histórico de gastos medios diarios del período 1951-1986 de la estación hidrométrica San Juan Tetelcingo.

#### 3.1 MÉTODO TRADICIONAL

Se obtuvo la avenida de diseño para 100 años de período de retorno. Para ello se contó con los gastos medios diarios de la estación San Juan Tetelcingo. Se encontró que la avenida que produjo el mayor gasto máximo fue la del año de 1976 (2044 m<sup>3</sup>/s). Con el mejor ajuste de una función de probabilidad a los valores de gastos máximos anuales, se encontró que el gasto para un período de retorno de 100 años es igual a 2580.75 m<sup>3</sup>/s. Con ambos valores de gasto, se calculó el factor F:

$$F = \frac{Q_T}{Q_p} = \frac{2580}{2044} = 1.26 \quad (3.1)$$

El hidrograma de diseño se determinó al multiplicar el factor F por cada ordenada  $i$  del hidrograma de la avenida histórica. Su duración se consideró de 10 días (tabla 3.1).

$$Q_{D_i} = 1.26 Q_i \quad (3.2)$$

Con los datos de la tabla anterior, se construyeron los hidrogramas que aparecen en la figura 3.1. La avenida con mayor magnitud corresponde a la de 100 años de período de retorno.

Tabla 3.1 Mayoración de la avenida histórica de 1976

Día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Avenida histórica, $Q_i$	816	2044	1436	926	742	558	501	448	380	348
Avenida de diseño para $T=100$ años	1028	2580	1809	1167	935	703	631	565	479	439

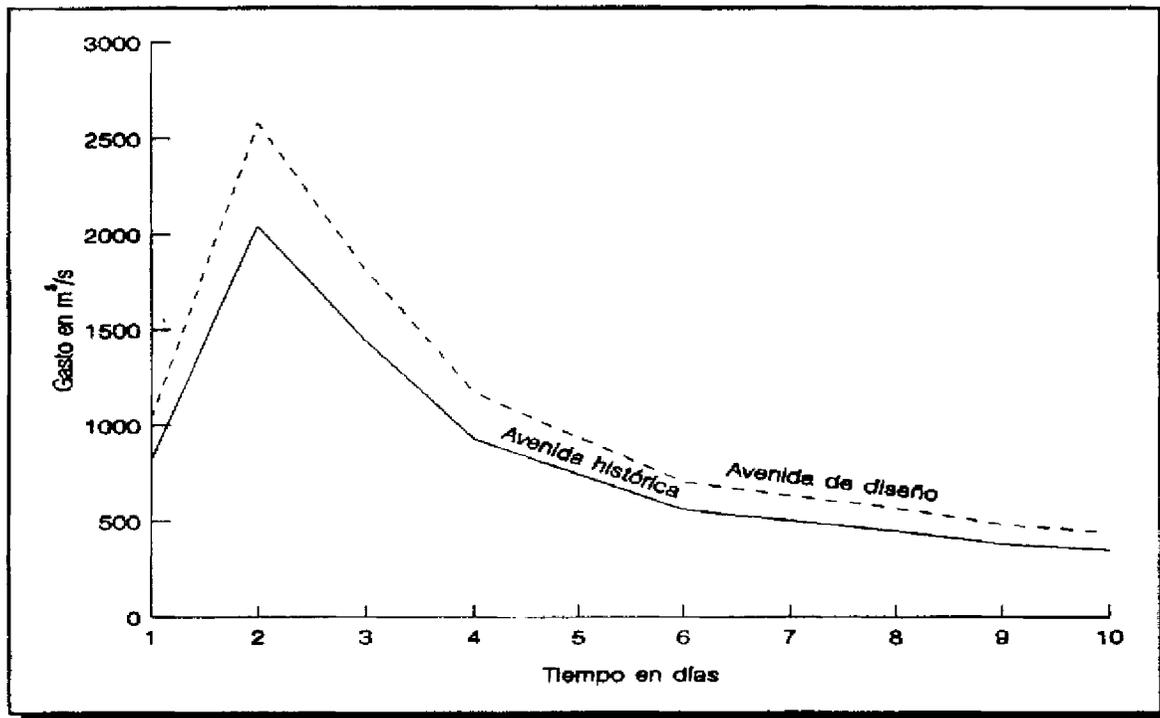


Figura 3.1 Comparación del hidrograma histórico y el de diseño

### 3.2 MÉTODO ESTADÍSTICO CONSIDERANDO VOLÚMENES

La aplicación del método a los datos de la estación hidrométrica San Juan Tetelcingo consiste de las etapas siguientes.

#### 3.2.1 Procedimiento de síntesis

A partir de la información de la estación hidrométrica, se obtuvieron los gastos medios

Tabla 3.2 Gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones (m<sup>3</sup>/s). Estación San Juan Tetelcingo  
(corresponde a la tabla 2.2)

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

máximos anuales de cada año para duraciones de 1 a 10 días (tabla 3.2).

### 3.2.2 Extrapolación estadística de las avenidas máximas

Con el grupo de valores correspondiente a cada duración se ajustaron diferentes distribuciones de probabilidad. Para ello, se utilizó el método de momentos y el de máxima verosimilitud (Jiménez, 1993).

Se seleccionó la distribución de probabilidad que tenía el error cuadrático medio más pequeño. El mejor ajuste se obtuvo con la función gamma.

Con la función de distribución de probabilidad elegida, se calcularon los gastos medios máximos para 5, 10, 50, 100 y 10000 años de período de retorno (tabla 3.3).

Tabla 3.3 Gastos medios máximos para diferentes duraciones y periodos de retorno (corresponde a la tabla 2.3)

T	Días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	1401	1294	1205	1131	1067	1017	978	950	925	898
10	1642	1516	1412	1321	1243	1183	1138	1106	1078	1045
50	2126	1962	1827	1701	1594	1515	1457	1418	1385	1340
100	2312	2134	1990	1847	1729	1644	1584	1538	1504	1456
10000	3409	3147	2935	2632	2406	2300	2200	2135	2110	2026

### 3.2.3 Desagregación

• Por medio de las ecuaciones 2.8 y 2.9 se encontraron diferentes gastos medios diarios (q) para diferentes períodos de retorno (tabla 3.4).

- Procedimiento basado en la avenida histórica

Los gastos medios diarios q se reordenaron con la finalidad de contar los hidrogramas

Tabla 3.4 Gastos medios diarios,  $q$ , correspondientes a diversas duraciones,  $d$ , y períodos de retorno,  $T$ . San Juan Tetelcingo

d	T=5 años		T=10 años		T=50 años		T=100 años		T=10000 años	
	$Q_{med}$	$q$	$Q_{med}$	$q$	$Q_{med}$	$q$	$Q_{med}$	$q$	$Q_{med}$	$q$
1	1401	1401	1642	1642	2126	2126	2312	2312	3409	3409
2	1294	1187	1516	1391	1962	1799	2134	1956	3147	2885
3	1205	1027	1412	1204	1827	1558	1990	1702	2935	2510
4	1131	910	1321	1046	1701	1321	1847	1417	2632	1725
5	1067	811	1243	932	1594	1167	1729	1260	2406	1501
6	1017	767	1183	885	1515	1122	1644	1220	2300	1769
7	978	745	1138	868	1457	1110	1584	1220	2200	1600
8	950	749	1106	877	1418	1142	1538	1218	2135	1683
9	925	729	1078	859	1385	1120	1504	1228	2110	1910
10	898	649	1045	748	1340	939	1456	1026	2026	1262

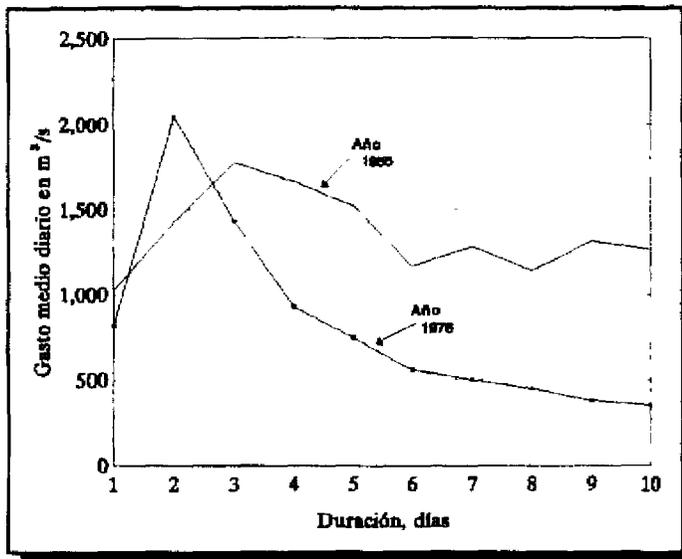


Figura 3.2 Avenidas históricas más importantes

de las avenidas de diseño con una secuencia lógica. Se consideraron las avenidas históricas del año de 1955 y de 1976; se seleccionó a la primera por tener un volumen mayor.

En la figura 3.2 se muestran las avenidas históricas analizadas y, en la figura 3.3 las avenidas de diseño para 100 y 10000 años de período de retorno.

Con base en la forma de la avenida histórica de 1955 se escogió como ordenamiento de los gastos medios diarios a la secuencia:  $q_{10}$ ,  $q_4$ ,  $q_1$ ,  $q_2$ ,  $q_3$ ,  $q_5$ ,  $q_6$ ,  $q_7$ ,  $q_8$ ,  $q_9$ .

Se observa que el reordenamiento cumple con que el máximo promedio de  $m$  gastos consecutivos es igual al máximo promedio  $Q_m(T)$ . Por ejemplo, en la figura 3.3 para el reordenamiento de 3 valores consecutivos con un período de retorno de  $T=100$  años, el promedio de  $q_1, q_2, q_3$  es  $Q_3(T)=1990 \text{ m}^3/\text{s}$ ; para 4 valores ( $q_4, q_1, q_2, q_3$ ) el promedio es igual a  $Q_4(T)=1847 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Tabla 3.5 Ejemplo para asignar el número de orden a los gastos

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

• Procedimiento sistemático

Se basa en las opciones de reordenamiento de los gastos (medios diarios) que se presentaron con mayor frecuencia en las avenidas máximas históricas. Su cálculo se realizó mediante los 3 pasos siguientes:

1) Se analizó el registro de gastos (medios diarios) de cada año y se definieron las fechas de la avenida máxima anual. Así, por ejemplo, para el año 1970, la avenida máxima ocurrió entre el 4 y el 13

de agosto (1<sup>ra</sup> columna de la tabla 3.5).

2) Los valores de gasto registrado cada día de la avenida, se anotaron en la segunda columna de la tabla 3.5.

3) La tercera columna de la tabla 3.5 se formó asignando a cada gasto medio diario un número, de acuerdo con el orden en que fueron seleccionados para obtener los promedios máximos en

Tabla 3.6 Gastos medios diarios registrados y número de orden correspondiente, para los años 1951, 1952 y 1953

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

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

1, 2, 3 días, etc. Así, al 5<sup>o</sup> día de la avenida (8 de agosto) le corresponde el valor más grande (947) y por tanto el número de orden 1. Al 7 de agosto, con un gasto de 917, le corresponde el 2 y así sucesivamente hasta terminar la 3<sup>ra</sup> columna de la tabla.

Para saber qué ordenamientos ocurrieron con mayor frecuencia, se repitieron los pasos 1 al 3 para cada año de todo el registro histórico (ver por ejemplo, la tabla 3.6, obtenida con los datos de los años 1951, 1952 y 1953).

Como el número de ordenamientos posibles para generar el hidrograma sintético es igual a  $2^{n-1}$ , con  $n=10$  días,  $2^9=512$ . Debido a que 512 implica mucho análisis y no garantiza obtener mejores resultados, es conveniente trabajar únicamente con los ordenamientos de los días de mayor gasto. Así, en este caso se consideraron los cuatro días consecutivos de mayor gasto (como se marca con números subrayados en la tabla 3.6), así  $2^3$  da 8 combinaciones posibles. Se encontró el número de avenidas máximas anuales que corresponden a cada combinación. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.7.

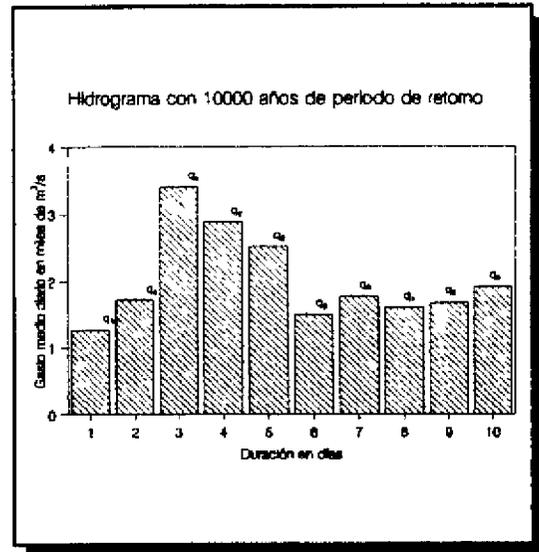
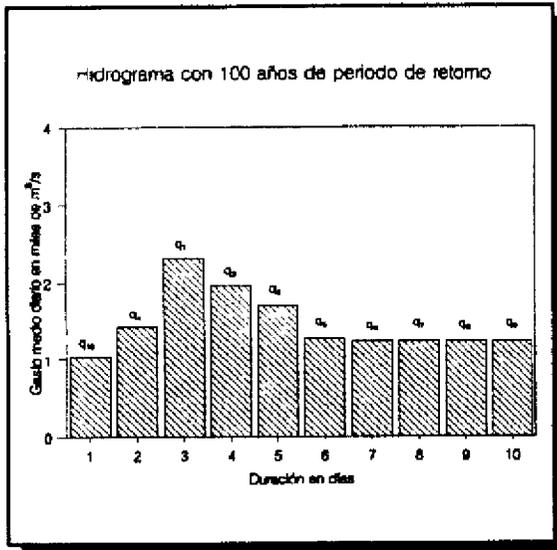


Figura 3.3 Avenidas de diseño

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

Tabla 3.7 Frecuencia relativa de las combinaciones de gastos

Combinaciones		f	fr = f/Σf	Nuevo fr
I	1234	5	.139	0.179
II	2134	2	.056	
III	3124	5	.139	0.179
IV	3214	2	.056	
V	4123	7	.194	0.250
VI	4213	5	.139	0.179
VII	4312	4	.111	
VIII	4321	6	.167	0.214
		Σf=36		

Las regiones sombreadas corresponden a combinaciones descartadas

Tabla 3.8 Ejemplo del promedio calculado por renglón de los gastos medios diarios

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

Por otro lado, con el mismo grupo de datos de avenidas históricas, se obtuvo el promedio por renglón del total de los números de orden, como se muestra, a manera de ejemplo, en la tabla 3.8 para los años 1951 a 1953.

Tabla 3.9 Valores promedio calculados por renglón. Presa San Juan Tetelcingo

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

En la tabla 3.9 se muestran los valores promedio, para 10 días de duración, calculados por renglón para los 36 años de registro de la estación San Juan Tetelcingo. Los promedios menores corresponden a los días 4, 5, 6 y 7, por lo que a estos días se les asignaron las combinaciones de los 4 días máximos; en adición, tomando en cuenta el valor relativo de los promedios, el quinto gasto se asignó al día 8, el sexto al día 3, el séptimo al 2, el octavo al 9, el noveno al 1 y el décimo al 10. De esta forma se obtuvieron las cinco opciones de ordenamiento que se muestran en la tabla 3.10. Dichas opciones de ordenamiento se aplicaron a los gastos individuales  $q$  con períodos de retorno de 5, 10, 50, 100 y 10000 años de la tabla

Tabla 3.10 Combinaciones elegidas para reordenar los gastos medios diarios

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

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

3.4; las avenidas obtenidas para 50 años de período de retorno se muestran en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Combinaciones de reordenamiento de los gastos individuales, q, para 50 años de período de retorno. San Juan Tetelcingo

d	q	Opciones de ordenamiento				
		I	II	III	IV	V
1	2126	1120	1120	1120	1120	1120
2	1799	1110	1110	1110	1110	1110
3	1558	1122	1122	1122	1122	1122
4	1321	1321	2126	1558	1321	1321
5	1167	2126	1799	2126	1799	1558
6	1122	1799	1558	1799	2126	1799
7	1110	1558	1321	1321	1558	2126
8	1142	1167	1167	1167	1167	1167
9	1120	1142	1142	1142	1142	1142
10	939	939	939	939	939	939

En seguida se transitaron las avenidas por el vaso de una presa de proyecto. El tránsito comenzó con el nivel del agua a 6.5 metros sobre la cresta del vertedor, siendo el nivel de la cresta de 106.3 metros. Esta política de operación se utilizó en todos los métodos de

comparación.

En la tabla 3.12 se presentan los gastos máximos de descarga  $Q_{sm\acute{a}x}$  obtenidos y las elevaciones máximas  $H_{m\acute{a}x}$  correspondientes, para 50 años de períodos de retorno.

Finalmente, el gasto del diseño del vertedor se obtiene aplicando la ecuación 2.10. Los valores esperados del gasto máximo de descarga máxima y la elevación máxima sobre el vertedor se muestran también en la tabla 3.12; se observa en los cocientes de  $Q_{sm\acute{a}x}/E(Q_{sm\acute{a}x})$  y  $H_{m\acute{a}x}/E(H_{m\acute{a}x})$  (cuarta y sexta columnas, respectivamente), que la diferencia entre ambos valores respecto a su valor esperado no es apreciable. Sin embargo, en el caso de otras presas dicha diferencia puede llegar a ser grande.

Tabla 3.12 Resultados del tránsito de las avenidas con 5 opciones de ordenamiento para 50 años de período de retorno. San Juan Tetelcingo

Opción, k	$Q_{em\acute{a}x}$	$Q_{sm\acute{a}x}$	$Q_{sm\acute{a}x}/E(Q_{sm\acute{a}x})$	$H_{m\acute{a}x}$	$H_{m\acute{a}x}/E(H_{m\acute{a}x})$	$f_r$
I	2126	909	1.001	116.16	1.000	0.179
II	2126	894	0.985	116.08	0.999	0.179
III	2126	902	0.993	116.12	0.999	0.249
IV	2126	913	1.005	116.18	1.002	0.179
V	2126	922	1.015	116.24	1.0007	0.214
Valor Esperado $E(Q_{sm\acute{a}x})$		908.07		116.156		

### 3.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LAS CORRELACIONES

Se realizó una aplicación del método también al sitio de San Juan Tetelcingo. Los gastos máximos anuales del sitio de interés se emplearon para ajustar una función de distribución Gumbel

$$Q_e = 497.81 - 314.41 \ln \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) + S_t \tau(p) \quad (3.3)$$

$S_t$  está en función del período de retorno y en la tabla siguiente se muestran sus valores, mientras que el valor de  $\tau(p)$  es igual a 3.1 para un nivel de confiabilidad del 99.8%.

Tabla 3.13 Valores de  $S_t$  y de  $Q_e$  para diferentes períodos de retorno

Tr	$\ln \ln (T/(T-1))$	$Q_e$ medio	$S_t$	$Q_{e\text{calc}}$
20	-2.9702	1431.7	113.4	1616.8
32	-3.4499	1582.5	129.5	1793.9
50	-3.9019	1724.6	144.8	1961.1
200	-5.2958	2162.9	192.6	2477.4
1000	-6.9073	2669.5	248.5	3075.3

En la figura 3.4 se muestra la gráfica de esta función y los límites de confianza. El gasto de pico y el volumen de escurrimiento directo de cada avenida permitió establecer una regresión lineal (figura 3.5). En este caso se encontró que

$$V = 12.6074 + 0.2747 Q_e + \epsilon \quad (3.4)$$

siendo

$$\epsilon = \pm 3.1 \sqrt{667.58 + 0.0104 (Q_e - 1069.17)^2} \quad (3.5)$$

El gasto se expresa en  $m^3/s$  y el volumen en millones de  $m^3$ .

Por otra parte, se relacionaron mediante el ajuste a ecuaciones de tipo logarítmico a los tiempos base y de pico con respecto al cociente de volumen de escurrimiento directo entre el gasto máximo.

Se obtuvieron las ecuaciones de ajuste siguientes

$$T_B = 17.3467 \left( \frac{V_c}{Q_c} \right)^{0.6081} \quad \text{y} \quad T_P = 14.4501 \left( \frac{V_c}{Q_c} \right)^{0.9829} \quad (3.6)$$

donde el gasto debe manejarse en m<sup>3</sup>/s y el volumen en millones de m<sup>3</sup>.

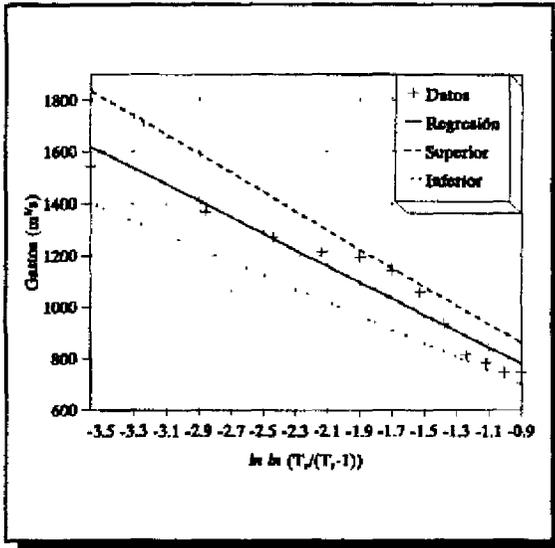


Figura 3.4 Relación gasto - período de retorno (o probabilidad)

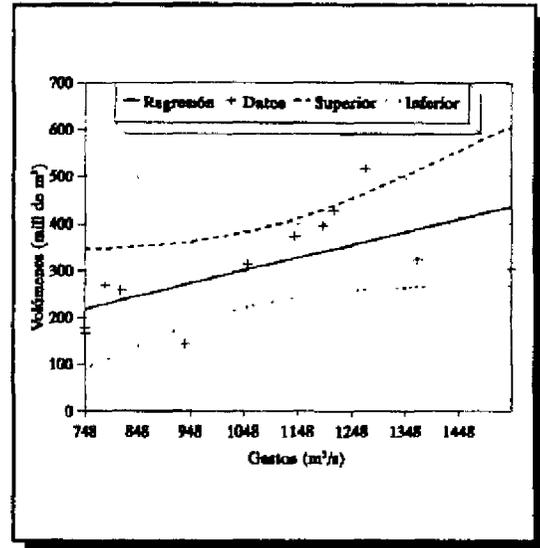


Figura 3.5 Relación volumen - gasto pico

Enseguida se determinaron las características de las avenidas esperadas para varios períodos de interés. Por ejemplo, para  $T=50$  años resultó  $Q_c=1961 \text{ m}^3/\text{s}$  (utilizando el límite de confianza superior). Con la expresión 3.4, a partir de  $Q_c=1961.1 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtuvo  $V_c=708.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Luego con las ecuaciones 3.6 y con  $Q_c/V_c=708.5/1961 \text{ l}=0.361$  se encontró que  $T_B=9.34$  horas y  $T_P=5.31$  horas.

En la figura 3.6 se muestran los hidrogramas de las avenidas de diseño calculadas para

varios periodos de retorno. Al efectuar los tránsitos de estas avenidas hay que agregarles el gasto base, que en el caso analizado corresponde a 500 m<sup>3</sup>/s.

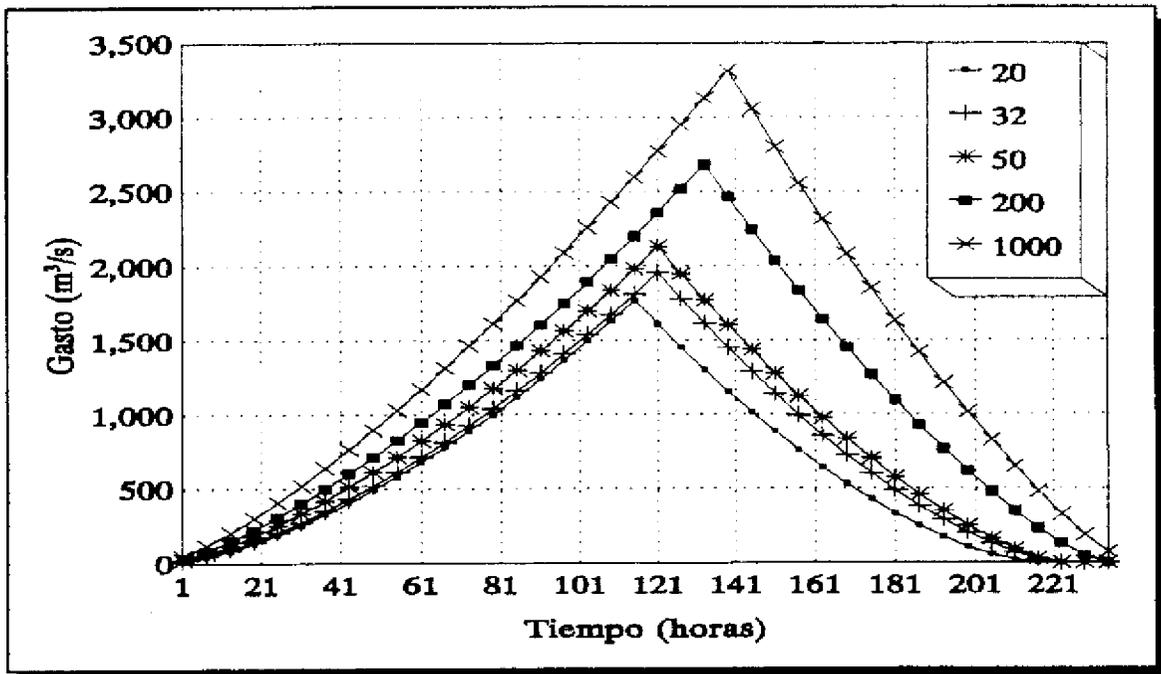


Figura 3.6 Avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno

## **CAPÍTULO 4**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS PRODUCTO DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE DISEÑO**

En este capítulo se comparan los resultados de los métodos para estimar su bondad en el proceso de diseño de las obras hidráulicas para el control de inundaciones, y se describen sus principales ventajas y desventajas.

El análisis se realizó para períodos de retorno de 2 a 100 años.

Se partió de la base de que para presas con gran capacidad de regulación, la importancia de las avenidas históricas no debe definirse considerando únicamente la magnitud del gasto máximo.

#### **4.1 AVENIDAS HISTÓRICAS MÁS DESFAVORABLES**

Para definir las avenidas históricas más grandes, se procedió de la forma siguiente:

Los gastos medios máximos anuales de la tabla 3.2 se ordenaron de mayor a menor. Al consultar esta tabla para saber a que año corresponde cada gasto se encuentra que, para una duración de 1 día, el gasto máximo maximorum (2044 m<sup>3</sup>/s) corresponde al año de 1976, el segundo gasto en orden de importancia (1871 m<sup>3</sup>/s) corresponde al año de 1973, el tercero (1773 m<sup>3</sup>/s) al año de 1955, el cuarto (1714 m<sup>3</sup>/s) a 1969 y el quinto (1694 m<sup>3</sup>/s) a 1967. De la misma forma se procedió con las demás duraciones (de 2 a 10 días).

En la tabla 4.1 se muestran los gastos correspondientes a los 5 años de mayor importancia, para duraciones de 1, 2, 3, 4 y 10 días. Como se observa, a medida que se consideran más días de duración (a partir de tres días), el año de 1955 se coloca en primer

lugar, el año de 1969 en segundo lugar y 1973 en cuarto lugar; mientras que el tercero y quinto lugar, pueden ser ocupados por los años 1967, 1971, 1976 ó 1984.

Para elegir las 5 avenidas históricas máximas de entre las siete escogidas en forma preliminar (1955, 1969, 1973, 1967, 1971, 1976, y 1984), se procedió a transitarlas por el vaso de la presa de proyecto. El gasto máximo de descarga  $Q_{smáx}$  y la carga máxima  $H_{máx}$  obtenidos para los siete años se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.1 Cinco gastos máximos para diferentes duraciones y años correspondientes

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

De acuerdo con los valores de gasto máximo de descarga obtenidos, el mayor corresponde a 1955, el segundo a 1969, el tercero a 1973, el cuarto a 1967 y el quinto a 1984, por lo que éstos resultan ser las 5 avenidas históricas de mayor importancia por su volumen y su forma. Dichas avenidas históricas (de un total de  $n = 36$  años) les corresponde, según el orden de importancia  $m$ , los valores de período de retorno  $T = (n+1)/m$  y la variable estandarizada  $z = -\ln(-\ln(T_r/T_r-1))$  que también se indican en la tabla 4.2.

#### 4.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS OBTENIDAS CON DISTINTOS MÉTODOS

Las avenidas obtenidas con los métodos estadístico (para las dos opciones de ordenamiento), de las correlaciones y tradicional se transitaron por un vaso de una presa de

proyecto; para ello se contó con las curvas elevaciones-descargas y elevaciones-capacidades. Se consideraron las avenidas de período de retorno 2, 5, 10, 20, 40, 50 y 100 años. Por el método de correlaciones se consideraron 5, 10, 20, 32, 50 y 200 años.

Tabla 4.2 Tránsito de las avenidas históricas, variable estandarizada

Año	Q <sub>emáx</sub> m <sup>3</sup> /s	Vol. total d = 10 días	Q <sub>smáx</sub> m <sup>3</sup> /s	H <sub>máx</sub> msnm	m	T	z
1955	1773	1.13E10 <sup>9</sup>	880	116.00	1	37	3.6
1969	1714	1.07E10 <sup>9</sup>	851	115.84	2	18.5	2.9
1973	1871	858.21E <sup>6</sup>	724	115.13	3	12.33	2.5
1967	1694	778.29E <sup>6</sup>	689	114.93	4	9.25	2.2
1984	1675	823.99E <sup>6</sup>	686	114.91	5	7.40	1.9
1971	1286	830.30E <sup>6</sup>	655	114.73	6	6.17	1.7
1976	2044	706.67E <sup>6</sup>	621	114.54	7	5.29	1.6

En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran los gastos máximos vertidos y las elevaciones máximas obtenidos con los hidrogramas calculados con los distintos métodos.

Los puntos mostrados en la figura se tomaron de la tabla 4.3 que reúne los principales resultados del tránsito de la avenida con el método del procedimiento de la avenida histórica. Se consignan los valores del gasto máximo de entrada (Q<sub>emáx</sub>), Volumen de entrada de la presa durante 10 días (Vol. total), gasto máximo de salida (Q<sub>smáx</sub>) y elevación máxima alcanzada por el agua (H<sub>máx</sub>) respecto a la elevación de la cresta del vertedor de excedencias.

En las figuras 4.1 y 4.2 también se incluyeron los resultados del tránsito de las cinco avenidas históricas más importantes.

Al considerar el método tradicional, se calculó y transitó la avenida de diseño obtenida

con este método para un período de retorno de 50 años, suponiendo que se amplificaron la avenida histórica con mayor volumen (año 1955) y la de mayor pico (año 1976) (figura 3.1).

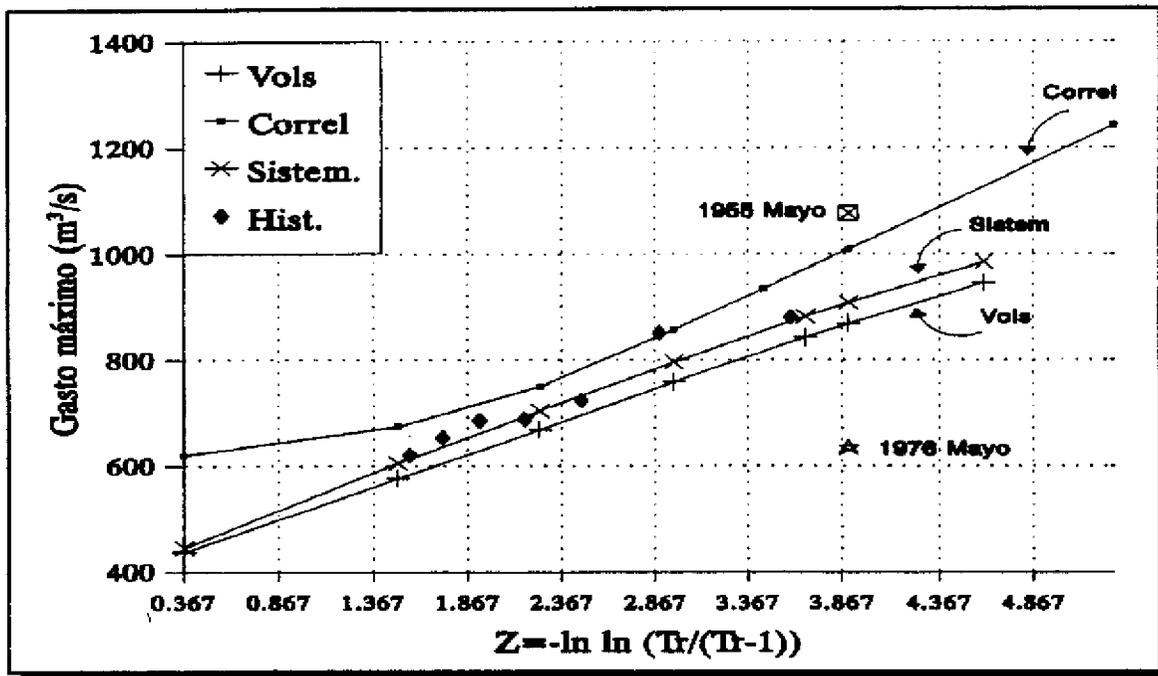


Figura 4.1 Comparación de gastos máximos de descarga

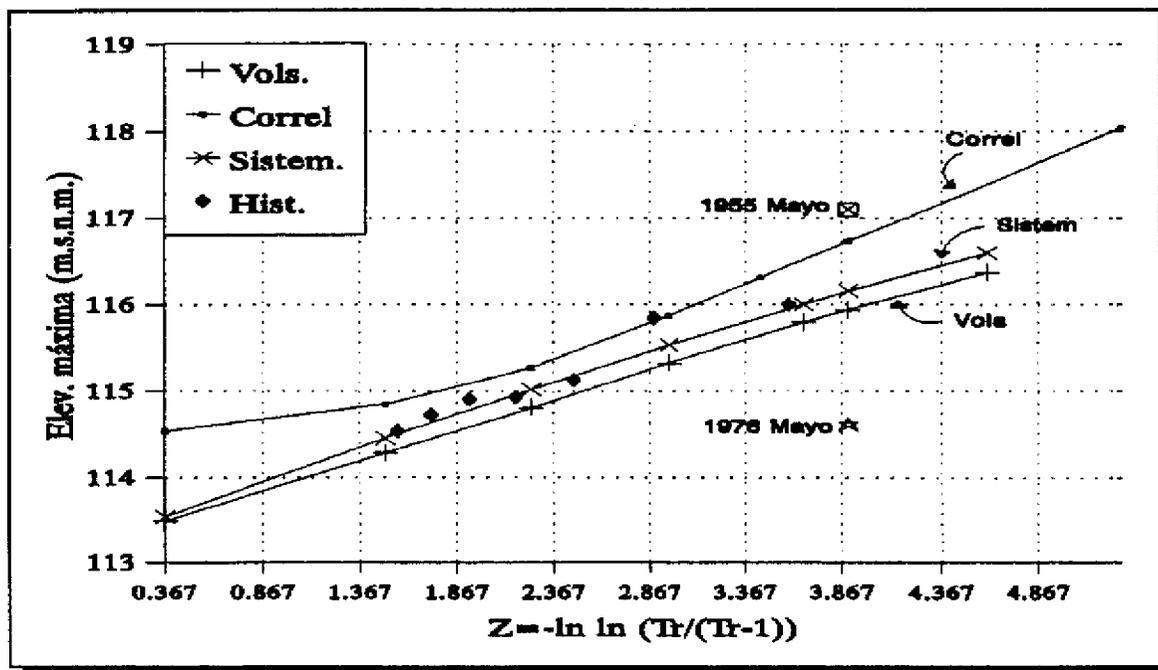


Figura 4.2 Comparación de cargas máximas

Tabla 4.3 Resultados del tránsito de las avenidas de diseño obtenidas con el procedimiento de la avenida histórica (método estadístico considerando volúmenes)

T	Qemáx (m <sup>3</sup> /s)	Vol.total d=10 días	Qsmáx (m <sup>3</sup> /s)	Hmáx (m)
2	1008	681E10 <sup>6</sup>	437	113.51
5	1401	938.92E10 <sup>6</sup>	576	114.29
10	1642	1.10E10 <sup>9</sup>	669	114.81
20	1859	1.24E10 <sup>9</sup>	759	115.32
40	2062	1.37E10 <sup>9</sup>	842	115.79
50	2126	1.41E10 <sup>9</sup>	868	115.94
100	2312	1.53E10 <sup>9</sup>	946	116.37

En la tabla 4.4 aparecen los resultados del tránsito para ambas avenidas mayoradas con base en el gasto máximo de 50 años de período de retorno.

Los resultados del tránsito por el método de correlaciones se muestran en la tabla 4.5.

De la comparación de los resultados con los distintos métodos se plantean las conclusiones siguientes

- Los gastos obtenidos para las avenidas históricas, están dentro del intervalo de resultados que arrojan los otros métodos.
- Los resultados del método estadístico (considerando volúmenes) correspondientes a los procedimientos de la avenida histórica y sistemático, son semejantes entre sí. Como se mostró en la tabla 3.12, los diversos ordenamientos prácticamente no influyen en los resultados. Aunque la diferencia en resultados es pequeña, son recomendables los del procedimiento sistemático.

Tabla 4.4 Tránsito de avenidas mayoradas con 50 años de período de retorno

Año	Q <sub>emáx</sub>	Q <sub>smáx</sub>	H <sub>máx</sub>
1955	2128	1076	117.10
1976	2126	635	114.62

Tabla 4.5 Resultados del tránsito con el método de correlaciones

T (años)	Q <sub>emáx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Vol (mill m <sup>3</sup> )	Q <sub>smáx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>máx</sub> (msnm)
5	1682	753.8	676	114.85
10	1990	812.6	750	115.27
20	2273	934.5	857	115.87
32	2462	1027.9	935	116.31
50	2634	1108.1	1010	116.73
200	3182	1383.0	1242	118.04

- El método de mayoración proporciona resultados poco confiables. Depende en gran medida de la selección subjetiva de la avenida histórica en que se apoya. Se observa que para el periodo de retorno de 50 años existe una marcada diferencia (ya sean gastos o elevaciones), de tal forma que si la mayoración se hace con la avenida de 1955, se sobreestima el gasto de descarga y si se hace con la avenida de 1976 se subestima dicho gasto.
- Los gastos de descarga obtenidos a partir de las avenidas generadas con el método de correlaciones (tabla 4.5) son mayores que los demás procedimientos debido a que los gastos máximos son más grandes. Estos gastos fueron estimados con una función de distribución de probabilidad distinta a las empleadas en los otros métodos.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en este trabajo se plantean las conclusiones siguientes:

- a) El método tradicional (o de mayoración) sólo debe usarse cuando el volumen disponible para regular avenidas en la presa sea muy pequeño, por lo que es más importante el análisis del gasto de entrada. En este caso, el gasto máximo de descarga sería del orden del gasto máximo de la avenida de entrada.
- b) Si se tiene experiencia para elegir un ordenamiento de los gastos individuales ( $q$ ), es conveniente utilizar el método estadístico con el ordenamiento de la avenida histórica.
- c) Si no se tiene experiencia en la selección de un ordenamiento, se recomienda emplear el método estadístico con el procedimiento sistemático, ya que se fundamenta con los valores esperados del gasto máximo de descarga y la elevación máxima del nivel del agua en el vaso de la presa.
- d) Una forma adecuada para comprobar la bondad de los métodos para obtener avenidas de diseño que entren a una presa, consiste en transitar por su vaso a las mayores avenidas del registro histórico y comparar sus resultados contra los obtenidos del tránsito de los hidrogramas deducidos con dichos métodos.
- e) En el método de correlaciones se debe verificar que las relaciones supuestas entre volúmenes, gastos, tiempos de pico y base se cumplan. Si no lo hacen, se requiere utilizar otro tipo de ecuaciones de ajuste.  

También se necesita de un análisis detallado de los gastos medios diarios, los cuales deberán tener por lo menos 30 años de registro. De este se determina el gasto pico, el volumen, el tiempo base y el tiempo pico.
- f) El método estadístico considerando volúmenes y el de correlaciones proporcionan mayor información sobre las avenidas de diseño que el método tradicional.
- g) Es conveniente utilizar el valor esperado de los gastos de descarga o de la carga máxima en el cálculo de avenidas de diseño, ya que se toma en cuenta no sólo una avenida histórica, sino las características de varias de ellas.

h) Los métodos para calcular avenidas de diseño que se presentan en este trabajo proporcionan información valiosa y útil para los estudios de revisión y operación de presas. También permiten obtener hidrogramas asociados a períodos de retorno que pueden ser aplicados en diversos estudios de Hidrología.

## REFERENCIAS

1. S. R. H. (1969). "Presas de México, Tomo I", contribución de la Sección de Recursos Hidráulicos al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México D.F.
2. Peagram S. y Deacon P. (1992), "Extreme flood hydrographs of chosen probability (South Africa)", International Symposium on Dams and Extreme Floods, International Commission of Large Dams. Spanish National Committee, Granada.
3. Hiemstra y Francis M. (1979), "The runhydrograph-theory and application for flood predictions", Water Research Commission, Pretoria, South Africa.
4. Vázquez C. M. T. (1995), "Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y Validación", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México.
5. Sánchez B., J. L., et al. (1995), "Un procedimiento para el diseño de obras de excedencias", informe en proceso de terminación.
6. Jiménez E., M. (1993), "Manual de operación del programa AX.EXE (ajuste de funciones de distribución de probabilidad)", Coordinación de Investigación, Riesgos Hidrometeorológicos, CENAPRED, México.