

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 3

AVENIDAS DE DISEÑO

3 AVENIDAS DE DISEÑO

Se inicia con una breve explicación sobre la importancia del análisis de las avenidas de diseño, ya que es un aspecto de vital importancia en el diseño y planeación de obras hidráulicas. De manera breve se describen los métodos de estimación de avenidas de diseño. A continuación se describe el procedimiento del análisis para la obtención de las avenidas de diseño, comenzando por la recopilación de información y la estimación de las avenidas de diseño para un periodo de retorno de $Tr = 100$ y $Tr = 10,000$ años.

En la planeación y el manejo de recursos hidráulicos es importante contar con un número de años de registro que sea representativo de la historia del evento hidrológico analizado; cuando los registros corresponden a diversos periodos del año (por ejemplo mensuales) se tiene mejor información con respecto al exceso o déficit del líquido demandado en un aprovechamiento. En ocasiones no basta contar con un registro que tenga un número de años grande, sino que es necesaria la generación de nuevos registros para poder simular lo que ocurriría en un número mayor de años; conservando la información de los estadísticos de las muestras generadas respecto a las históricas, así como la correlación entre etapas del año y del final de un año al inicio del otro.

La estimación de los caudales máximos es un aspecto fundamental en el diseño de obras hidráulicas cuyo fin sea controlar el agua proveniente de las avenidas, debido a que una falla en su estructura podría ocasionar daños materiales, e incluso pérdida de vidas humanas. De aquí, la importancia de un estudio amplio y racional de las avenidas de diseño y de que existan diferentes métodos y procedimientos prácticos en hidrología aplicables de acuerdo con los requerimientos del proyecto en análisis.

En el **Anexo A** se presentan los criterios de diseño vigentes actualmente, desde su concepción general hasta los aspectos específicos que marca la norma mexicana, en la forma de periodos de retorno.

3.1 Métodos de estimación de las avenidas máximas

Para la estimación de una avenida máxima se dispone de varios métodos, que pueden agruparse en:

- Métodos Empíricos
- Métodos Históricos
- Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas
- Métodos Directos o Hidráulicos
- Métodos Estadísticos o Probabilísticos
- Métodos Hidrológicos

A continuación se describen de manera breve dichos métodos.

3.1.1 Métodos Empíricos

El más común de los métodos empíricos lo constituyen las llamadas fórmulas empíricas, las cuales en la actualidad son muy poco utilizadas debido principalmente a la existencia de otros procedimientos de estimación de las avenidas máximas, que utilizan mayor información y toman en cuenta un gran número de factores. Sin embargo ante la escasez de datos para estimar la avenida máxima en cuencas de pequeña extensión y poco pobladas, la aplicación de las formulas empíricas permite conocer de una manera rápida el orden de magnitud de tal avenida, sin tener que recurrir a la recopilación de datos directos o esperar varios años para disponer de información hidrométrica (Campos, 1982).

La ventaja principal de la utilización de las fórmulas empíricas radica en la facilidad y rapidez para estimar la magnitud de una avenida pero solo recomendándose su uso en su forma original cuando:

- a) Sus resultados han sido contrastados con datos reales en una determinada cuenca o región.
- b) Se desee representar de una manera fácil los resultados obtenidos con estudios racionales de avenidas en un río o cuenca. Entendiéndose por estudio racional de avenidas máximas, el que utiliza suficientes datos reales de avenidas o aplica diversos criterios de estimación para que en base a los resultados obtenidos, se concluya el probable hidrograma de la avenida que se estima.

Las formulas empíricas pueden ser clasificadas en dos grandes grupos:

- 1) Fórmulas que incluyen el concepto de probabilidad, por ejemplo; Gete, Fuller, Creager, etc.
- 2) Fórmulas que no incluyen el concepto de probabilidad, pudiéndose dividir en los cuatro siguientes subgrupos:
 - 2.1 Fórmulas de Función Monomia de la magnitud de la cuenca, por ejemplo: Ryves, Valentini, Myer, etc.
 - 2.2 Fórmulas de Función Sencilla de la magnitud de cuenca, por ejemplo: Pagliaro, Giandotti, Kuichling, etc. En general sólo válidas para cuencas menores de 1,000 km².
 - 2.3 Fórmulas de Función Compleja de la magnitud de cuenca, por ejemplo: Creager, Hyderabad, Hoffman, etc.
 - 2.4 Fórmulas en función de la magnitud de cuenca y de la lluvia, por ejemplo: Possenti, Heras, etc.

En general, el inconveniente principal de todas las formulas empíricas y de los diversos métodos empíricos disponibles, es precisamente su empirismo y por lo tanto, su falta de garantía, ya que su aplicación a cuencas distintas a aquellas en las que fueron deducidas implica en algunos casos graves errores debido a las diferentes condiciones climatológicas, geológicas, morfológicas y geográficas de las cuencas (Campos, 1982).

3.1.2 Métodos Históricos

Los métodos históricos consisten en la investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos aunque permitan conocer una gran avenida que se presentó hace bastantes años, no permiten preveer la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, lo cual es muy probable que se presente (Campos, 1982).

Por otra parte, los métodos históricos tienen que vencer dos grandes dificultades para poder ofrecer datos útiles, estas son:

- a) Carencia e insuficiencia de datos (registros históricos).
- b) Calculo numérico de la avenida a partir de los datos recabados, generalmente niveles y no gastos.

Para la solución de la segunda dificultad que presentan los métodos históricos, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos.

3.1.3 Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas

Cuando en una cuenca bajo estudio no se cuenta con datos hidrométricos y pluviométricos, la estimación de la avenida máxima puede intentarse mediante correlación con los datos de gastos máximos de una cuenca próxima, cuyas características climáticas (régimen de precipitaciones, vientos, etc.), topográficas (magnitud, pendiente, altitud, orientación y forma de la cuenca), geológicas (zonas permeables, impermeables, rocas, etc.), edafológicas (tipos de suelo, espesores, etc.) y de cobertura vegetal, sean lo más similares posible con la cuenca en estudio y que en la cuenca vecina su registro hidrométrico sea amplio (Campos, 1982).

La ventaja del método es lógica y consiste en la mejor utilización de la información hidrométrica y en la estimación racional de la avenida en cuencas con escasez de todo tipo de datos (hidrométricos y de lluvias máximas).

La desventaja primordial del método es la dificultad para realizar un análisis y ponderación de todos los factores citados, en la búsqueda de la analogía existente, para establecer los coeficientes de correspondencia entre las dos cuencas.

3.1.4 Métodos Directos o Hidráulicos

La aplicación de los métodos directos o hidráulicos (ya que se utilizan formulas de hidráulica) no debe de omitirse nunca, pues aunque no cuentan con una metodología hidrológica, la mayoría de las veces permiten obtener información bastante útil. Lo anterior, debido a la posibilidad de fijar con buena precisión las alturas o niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y algunas veces algo remotos, a partir de tales datos es posible determinar el gasto máximo instantáneo (Campos, 1982).

El método consiste en resumen en tratar de fijar, en un tramo de río bien definido y característico, las elevaciones máximas alcanzadas por las aguas y calcular, a partir de ellas, el gasto máximo que las produjo.

El cálculo del gasto máximo de la avenida por los métodos directos, será de gran utilidad, al menos, para dar una idea del orden de magnitud de ésta.

3.1.5 Métodos Estadísticos o Probabilísticos

Los métodos estadísticos consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación mediante su probable distribución de probabilidad a diversos periodos de retorno (Campos, 1982).

A continuación se citan algunas funciones de distribución de probabilidad utilizadas en hidrología para el ajuste de series de avenidas máximas, las cuales vienen dadas en función de diversos parámetros estadísticos de la serie, como son: medias aritmética o logarítmica, desviación típica, coeficiente de asimetría absoluta, etc.

Ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia

Las variables x de la mayoría de las series hidrológicas pueden ser expresadas de la siguiente manera:

$$x = \bar{x} + KS \quad (3.1)$$

Donde x es el valor particular de la variable hidrológica; y S son, respectivamente la media aritmética y la desviación estándar de la serie hidrológica; y K es un factor de frecuencia que depende de la distribución de probabilidad particular a la que se ajusta la serie y de la probabilidad de no excedencia. A esta ecuación, propuesta por Chow en 1951, se le conoce como la ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia; puede ser extendida a la mayoría de las distribuciones de probabilidad y es muy útil, pues uniformiza su cálculo (Martínez, 2000).

Funciones de distribución normal y log-normal

Cuando se desee hacer uso de estas distribuciones, la ecuación anterior toma las formas:

Distribución normal:

$$x = \bar{x} + K_n S \quad (3.2)$$

Distribución log-normal:

$$\log x = \overline{\log x} + K_n I_v \quad (3.3)$$

En ambas ecuaciones K_n representa al factor de frecuencia de la distribución normal, el cual es función de la probabilidad de no excedencia $P(X \leq x)$.

En la segunda $\overline{\log x}$ e I_v , representan respectivamente a la media logarítmica y al índice de variabilidad de los datos de la serie.

Función de distribución gamma incompleta

Para utilizar esta distribución se puede usar la ecuación:

$$x = \bar{x} + K_{gi}S \quad (3.4)$$

Donde K_{gi} es el factor de frecuencia de la distribución gamma incompleta. Este se puede obtener en forma aproximada con la expresión:

$$K_{gi} \cong \frac{1}{c_v} \left[\left(1 - \frac{c_v^2}{9} + \frac{K_n c_v}{3} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.5)$$

La cual reporta buenos resultados si el coeficiente de variación C_v , cumple con: $0 < C_v < 0.2582$; además, K_n es el factor de frecuencia de la distribución normal para la $P(X \leq x)$ requerida, (Martínez, 2000).

Funciones de distribución Pearson tipo III y log-Pearson tipo III

Para la Pearson tipo III:

$$x = \bar{x} + K_p S \quad (3.6)$$

Donde K_p es el factor de frecuencia de la distribución Pearson tipo III. K_p se puede calcular, aproximadamente en función del factor de frecuencia de la distribución normal, K_n , función de la probabilidad de no excedencia requerida $P(X \leq x)$, y del coeficiente de los datos C_s , con:

$$K_p \cong \frac{2}{c_s} \left[\left(1 - \frac{c_s^2}{9} + \frac{K_n c_s}{3} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.7)$$

Reporta buenos resultados si $0 < |C_s| < 0.7303$

Para la log Pearson tipo III:

$$\log x = \overline{\log x} + K_{LP} I_v \quad (3.8)$$

De manera análoga, K_{LP} , el factor de frecuencia de la distribución log-Pearson tipo III, se puede calcular de manera aproximada con:

$$K_{LP} \cong \frac{2}{g} \left[\left(1 - \frac{g^2}{36} + \frac{K_n g}{6} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.9)$$

El parámetro K_n tiene el mismo sentido anterior y g representa al coeficiente de oblicuidad. Esta ecuación da buenos resultados si $0 < |g| < 0.7303$.

Función de distribución Gumbel

También se utiliza la ecuación de forma general:

$$x = \bar{x} + K_G S \quad (3.10)$$

Donde el factor de frecuencia K_G , se define con:

$$K_G = \frac{y - y_n}{\sigma_n} \quad (3.11)$$

A su vez:

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln}[P(X \leq x)]) \quad (3.12)$$

Además y_n y σ_n son valores característicos que dependen del número de datos, n . Estos parámetros pueden aproximarse mediante las ecuaciones de regresión:

$$y_n = 0.3755 + 0.1477 \log n - 0.0274 (\log n)^2 \quad (3.13)$$

$$\sigma_n = 0.4765 + 0.5821 \log n - 0.1070 (\log n)^2 \quad (3.14)$$

3.1.6 Métodos Hidrológicos

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida, es decir, se supone una lluvia de duración y periodo de retorno determinado, dentro de lo probable y se calcula el escurrimiento que genera en un punto de la corriente estudiada, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida que se calcula (Campos, 1982).

Tienen la ventaja de permitir reproducir aceptablemente el fenómeno, en base a la estimación de diversos parámetros, como son las lluvias máximas y las características físicas de la cuenca.

Lo anterior, también es la principal desventaja de estos métodos en los casos en que se tiene que extrapolar alguna de sus variables, ya que los errores debidos a la irregularidad de las lluvias en la cuenca (sobre todo en cuencas montañosas), la indeterminación de la parte de lluvia que absorbe el suelo, son por ejemplo, factores que podrían distorsionar la estimación de la determinación de las avenidas a partir de las lluvias.

Sin embargo, en cuencas pequeñas, poco pobladas y sin datos hidrométricos, la determinación de los posibles hidrogramas de avenidas a partir de precipitaciones probables, es en general, el mejor procedimiento a utilizar.

Dentro de los métodos hidrológicos se tienen:

- a) Método del hidrograma unitario, comprendiendo los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos y en S.
- b) Método Racional.
- c) Método de las Isoyetas.

3.2 Cálculo de las avenidas de diseño

En el año 2006 el Instituto de Ingeniería de la UNAM a solicitud de la CFE, realizó un informe de análisis hidrológico donde se estiman las avenidas de diseño para las cuatro presas del río Grijalva, La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas. Con el objetivo de actualizar las avenidas de diseño tomando en cuenta los eventos de 2007, en 2009 (después del deslizamiento), la CFE solicitó al II-UNAM un nuevo análisis hidrológico para actualizar las avenidas de los mismos embalses. En los siguientes apartados se realiza de manera particular la comparación entre los resultados obtenidos.

3.2.1 Presa La Angostura

Se tomaron en cuenta los datos de los gastos medios diarios, por cuenca propia recopilados y estimados entre 1950 y el 2005 del informe del 2006 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para la Comisión Federal de Electricidad. De manera adicional, se consideraron las aportaciones por cuenca propia en millones de m³, de los registros de funcionamiento diario reportados por la CFE de los años 2006 al 2008; dichos volúmenes fueron transformados a gastos medios diarios (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de 1 a 60 días y el periodo de retorno $T_r = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media:

$$cQ_n = n\overline{Q_n} - \sum_i^{n-1} Q_i \quad (3.15)$$

Cuando se presentaban valores negativos de los gastos individuales, se suavizaban los valores de los gastos medios para adecuar dichos valores.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, colocando el valor del gasto máximo (el del primer día) al centro del hidrograma y a ambos lados se fueron colocando los caudales restantes, construyendo así la avenida de diseño correspondiente, tabla 3.1 (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño

Tabla 3.1. Avenida de diseño. Tr =100 años. La Angostura (Domínguez, 2009).

t (días)	Q (m ³ /s)
1	1038
2	1087
3	1181
4	1227
5	1274
6	1373
7	1414
8	1353
9	1402
10	1451
11	1332
12	1401
13	1470
14	1654
15	1677
16	1703
17	1691
18	23
19	1801
20	1030
21	1295
22	1594
23	1641
24	1585
25	1752
26	1191
27	1826
28	2577
29	5024
30	11662
31	7668
32	2987
33	1515
34	1544
35	1359
36	1906
37	1052
38	1149
39	1706
40	1228
41	225
42	1734
43	667
44	1589
45	1585
46	1604
47	1435
48	1437
49	1367
50	1296
51	1427
52	1377
53	1435
54	1393
55	1351
56	1250
57	1204
58	1113
59	1062
60	1011

A continuación se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para la presa La Angostura y su comparación con los resultados obtenidos en el informe del 2006, tabla 3.2 y figura 3.1.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

Tabla 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1038	1009.444
2	1087	1061.716
3	1181	1188.154
4	1227	1234.93
5	1274	1281.706
6	1373	1377.644
7	1414	1420.236
8	1353	1360.396
9	1402	1411.89
10	1451	1463.434
11	1332	1336.328
12	1401	1407.672
13	1470	1459.51
14	1654	1675.18
15	1677	1676.36
16	1703	1718.52
17	1691	1459.72
18	23	1183.89
19	1801	1338
20	1030	991.05
21	1295	1496.36
22	1594	1452.63
23	1641	1406.01
24	1585	1493.84
25	1752	1450.22
26	1191	1124.56
27	1826	1761.11
28	2577	2500.44
29	5024	5307.34
30	11662	11839.45
31	7668	7653.97
32	2987	3182.2
33	1515	1713.68
34	1544	1455.09
35	1359	1536.26
36	1906	1960.88
37	1052	1165.9
38	1149	1303.45
39	1706	1630.37
40	1228	1025.44
41	225	1169.37
42	1734	1423.74
43	667	194.75
44	1589	1613.52
45	1585	1591.14
46	1604	1602.18
47	1435	1434.62
48	1437	1442.994
49	1367	1372
50	1296	1301.056
51	1427	1437.862
52	1377	1385.918
53	1435	1441.532
54	1393	1398.94
55	1351	1356.348
56	1250	1258.318
57	1204	1211.542
58	1113	1089.502
59	1062	1035.58
60	1011	981.508

Volumen
mill de m³ 8932.411814 9348975.55

Avenidas de diseño

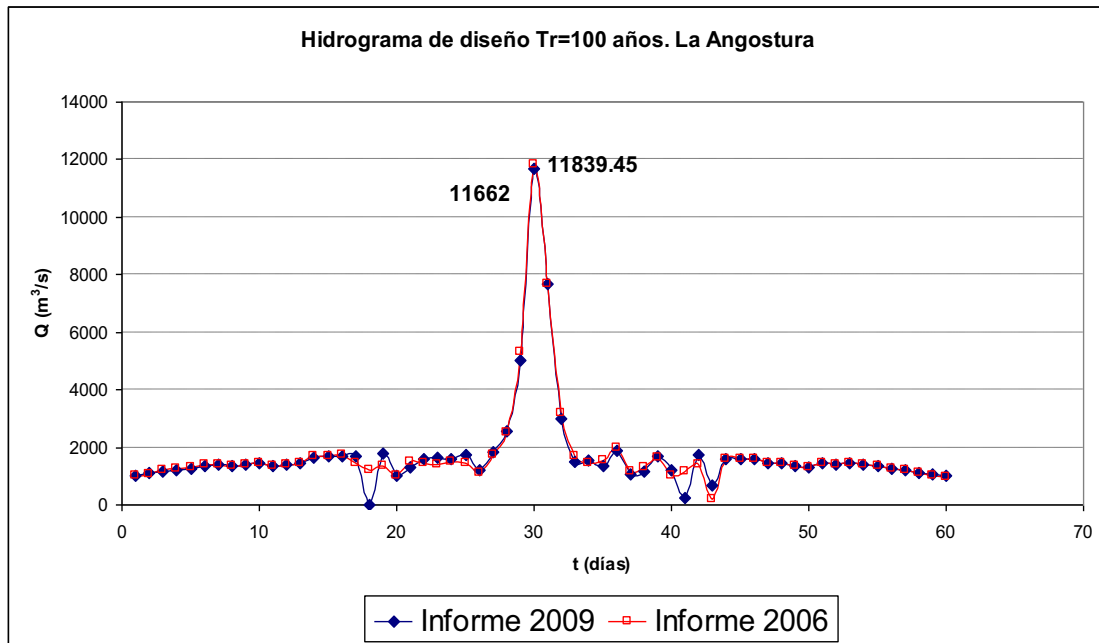


Figura 3.1. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).

Se observa que con la actualización de datos hasta el año 2008, el gasto máximo de entrada al embalse de la presa La Angostura, de presentarse una avenida con periodo de retorno de 100 años, es de $11,662 \text{ m}^3/\text{s}$, valor un poco menor a los $11,839.5 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos en el estudio del 2006. La avenida completa resultó prácticamente igual a la del informe de 2006 (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años

Con un procedimiento similar al descrito en la avenida de diseño para la Presa La Angostura para $Tr = 100$ años, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La comparación entre los resultados obtenidos para esta avenida se presenta a continuación en la tabla 3.3 y figura 3.2.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

Tabla 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1612	1564.664
2	1691	1649.496
3	889	1886.648
4	1957	1958.16
5	2934	2029.872
6	2186	2200.054
7	2249	2265.726
8	2165	2190.99
9	2242	2268.2
10	17	2345.56
11	2284	2067.106
12	2386	2184.394
13	2291	2280
14	2624	2681.48
15	2709	2714.54
16	2739	2779.24
17	2707	2772.18
18	21	369.34
19	15	968.79
20	95	150
21	979	1617.27
22	1964	1654.31
23	1612	1173.14
24	2671	1454.73
25	2743	1784.17
26	217	119.76
27	1745	1525.58
28	4643	4541.88
29	10711	11544.48
30	27515	27719.51
31	17535	17331.49
32	5294	5716.04
33	1261	1408.78
34	993	1462.48
35	441	815
36	2614	3443.07
37	660	1119.79
38	992	1283.94
39	1395	1128.07
40	757	156.51
41	21	80
42	2058	1347.37
43	1960	2399.84
44	2524	2568.36
45	2534	2558.48
46	2559	2560.34
47	2209	2222.44
48	6111	2242.688
49	2335	2125.75
50	39	2008.862
51	1975	2307.48
52	2203	2228.92
53	2282	2296.762
54	2217	2232.89
55	2153	2169.218
56	1993	1995.016
57	1920	1921.304
58	1730	1689.712
59	1652	1607.08
60	1573	1524.648

Volumen mill de m³ 14083.77024 14244.67676

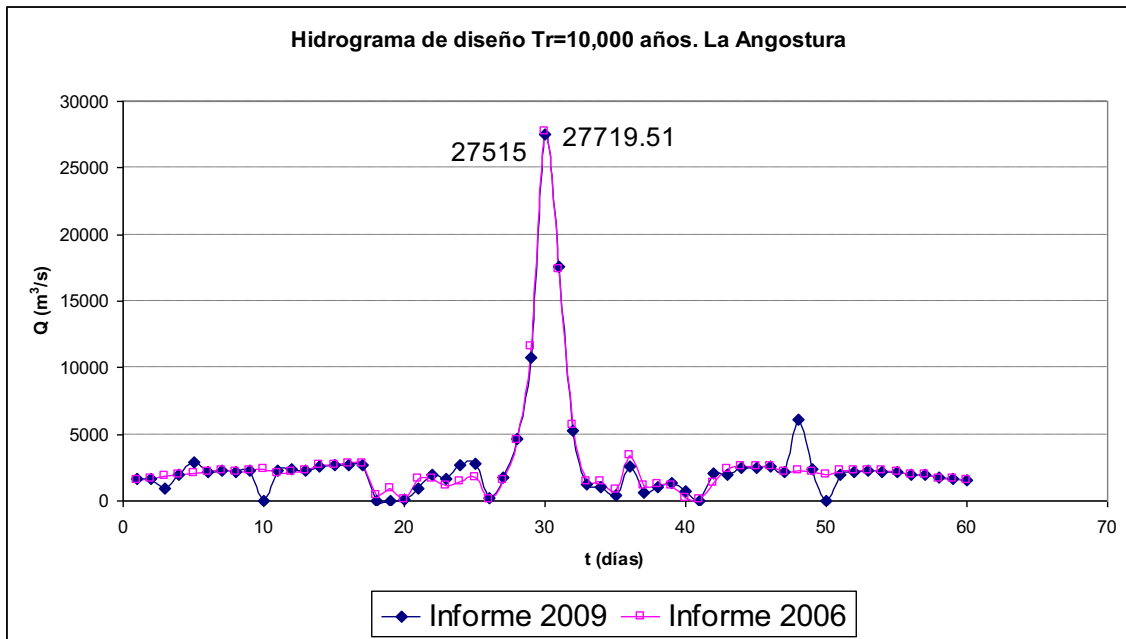


Figura 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados indican que con la actualización de datos al 2008, el gasto máximo de la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años que podría presentarse tendría un valor de $27,515 \text{ m}^3/\text{s}$, que es un valor un poco menor a los $27,719.51 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos en el informe del 2006. La figura muestra que también para un periodo de retorno de 10,000 años la avenida actualizada es prácticamente igual que la que resultó en el estudio de 2006 (Domínguez, 2009).

3.2.2 Presa Chicoasén

Se tomaron en cuenta los datos de los gastos medios diarios, por cuenca propia, recopilados y estimados entre 1981 y el 2005 del informe del 2006, para la Comisión Federal de Electricidad. De manera adicional, se consideraron las aportaciones por cuenca propia en millones de m^3 , de los registros de funcionamiento diario reportados por la CFE de los años 2006 al 2008; dichos volúmenes fueron transformados a gastos medios diarios (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $Tr = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Cuando se presentaban valores negativos de los gastos individuales, se suavizaban los valores de los gastos medios para adecuar dichos valores.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.4 y en la figura 3.3 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para la presa Chicoasén y su comparación con los resultados obtenidos en el informe del 2006 (Domínguez, 2009).

Tabla 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009 Q (m ³ /s)	Informe 2006 Q (m ³ /s)
1	72	563
2	22	30
3	972	14
4	691	425
5	663	623
6	628	632
7	1243	1287
8	4203	4370
9	2436	2517
10	698	629
11	671	754
12	571	633
13	150	376
14	93	190
15	9	28

Volumen
mill de m³ 1130.05152 1103.8032

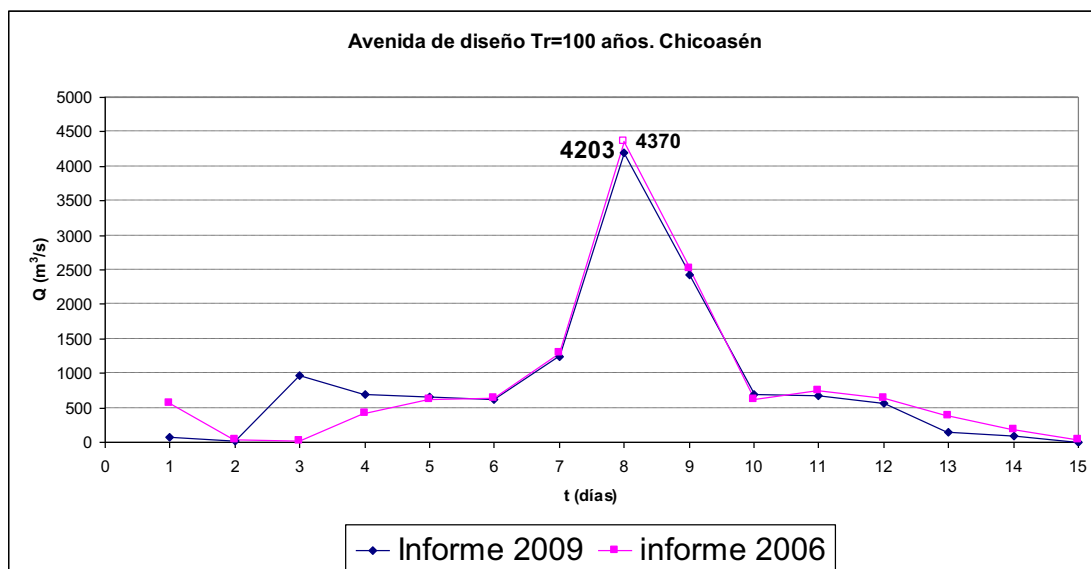


Figura 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño

Se observa que con la actualización de datos hasta el año 2008, el gasto máximo de entrada al embalse de la presa Chicoasén, de presentarse una avenida con periodo de retorno de 100 años, es de 4,203 m³/s, valor un poco menor a los 4,369.98 m³/s obtenidos en el estudio del 2006. La avenida completa resultó prácticamente igual a la del informe de 2006.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años

Se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La comparación entre los resultados obtenidos para esta avenida a continuación se presenta en la tabla 3.5 y figura 3.4.

Tabla 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	8	112
2	37	132
3	2455	97
4	1628	779
5	1206	1086
6	787	837
7	1975	1945
8	8373	8710
9	4691	4938
10	759	614
11	1167	1322
12	850	997
13	15	234
14	109	18
15	2	60

Volumen
mill de m³ 2078.352 1883.088

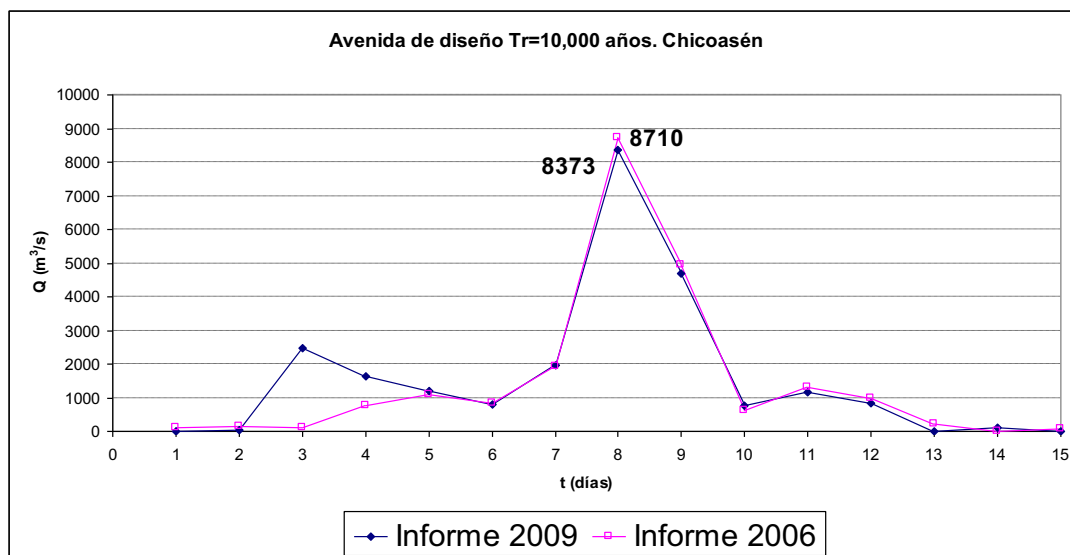


Figura 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados indican que con la actualización de datos al 2008, el gasto máximo de la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años que podría presentarse tendría un

valor de 8,373 m³/s, que es un valor un poco menor a los 8,710 m³/s obtenidos en el informe del 2006. Pero el hidrograma muestra que también para un periodo de retorno de 10,000 años la avenida actualizada es prácticamente igual que la que resultó en el estudio de 2006.

3.2.3 Presa Malpaso

Para el caso de la presa Malpaso se utilizaron los datos de gastos medios diarios de los años 1950 a 1973 y de 1977 al 2005 del informe del 2006; se agregaron los datos del 2006 al 2008 de los registros del funcionamiento diario reportados por CFE, para ello se determinó la cuenca propia de Malpaso (desde La Angostura) restando a las aportaciones totales a Malpaso, las extracciones totales de La Angostura (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Con el mismo procedimiento se obtuvo la avenida de diseño para la presa Malpaso, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. La forma de dicha avenida en comparación con aquella obtenida en el informe del 2006 se presenta en la tabla 3.6 y figura 3.5.

Avenidas de diseño

Tabla 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Malpaso. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
1	741	744.486
2	780	785.454
3	705	725.176
4	751	775.17
5	797	825.014
6	845	879.942
7	894	927.598
8	689	747.392
9	759	816.58
10	830	885.668
11	984	1008.972
12	1048	1071.228
13	983	1028.452
14	1061	1101.82
15	1139	1175.388
16	1117	1146.298
17	1210	1236.642
18	1392	1017.154
19	1160	1158.92
20	1318	1300.736
21	1249	1281.21
22	120	149.44
23	935	1003.96
24	983	906.77
25	1103	1198.36
26	1403	1392.77
27	1821	1758.79
28	2598	2623.67
29	3588	3491.33
30	8651	8694.04
31	6237	6418.08
32	2806	2852.63
33	2599	2615.27
34	1498	1328.43
35	915	973.79
36	931	876.36
37	1154	872.25
38	57	113.5
39	676	1103.68
40	1242	1276.27
41	1287	1229.928
42	829	1087.912
43	1258	1282.814
44	1164	1191.47
45	1069	1099.926
46	1100	1139.204
47	1022	1064.436
48	1079	1103.756
49	1016	1040.1
50	953	976.244
51	795	850.724
52	724	782.436
53	917	952.776
54	870	903.77
55	823	854.614
56	775	799.342
57	727	750.998
58	798	808.688
59	760	764.97
60	723	721.002

Volumen 6715.67881 6822.235238

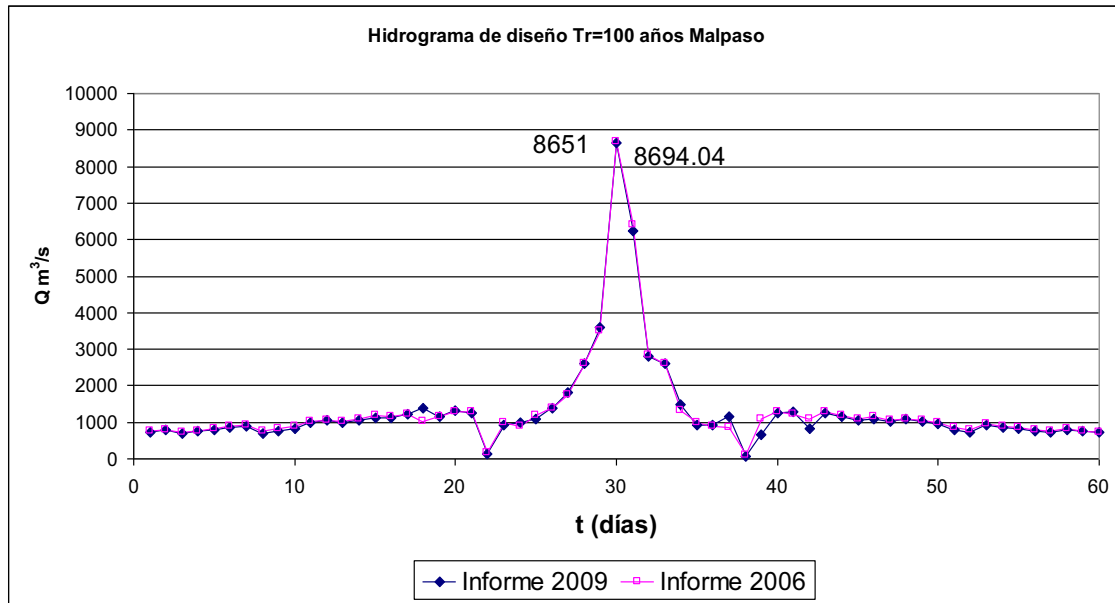


Figura 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados permiten ver que la avenida obtenida con la actualización de los datos al 2008 es prácticamente igual a la obtenida en el estudio del 2006.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Con los datos se obtuvo la avenida de diseño para la presa Malpaso, correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La forma de dicha avenida en comparación con aquella obtenida en el informe del año 2006 se presenta enseguida, tabla 3.7 y figura 3.6.

Avenidas de diseño

**Tabla 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Malpaso.
Informe 2009 vs Informe 2006 (Dominguez, 2009).**

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
1	1191	1208.04
2	1258	1275.96
3	1089	1131.512
4	1173	1214.14
5	1257	1296.868
6	1348	1411.77
7	1431	1492.93
8	1034	1123.902
9	1162	1247.63
10	1290	1371.158
11	1556	1637.374
12	1667	1743.526
13	1621	1701.438
14	159	1826.58
15	140	1951.472
16	2335	1875.454
17	2457	2028.166
18	2422	1634.348
19	1877	1878.14
20	2237	2121.932
21	2009	2072.12
22	1699	1786.27
23	704	644.02
24	821	602.27
25	1153	1241.21
26	1900	2114.35
27	3007	3072.49
28	4059	3787.13
29	5412	5012.87
30	16857	16691.18
31	12116	12544.88
32	3972	4350.99
33	5194	5217.73
34	2611	1599.61
35	254	624.97
36	337	417.15
37	1244	419.55
38	294	2025.84
39	1674	1722.47
40	2028	2089.7
41	2138	2000.036
42	1093	1756.244
43	8143	2105.772
44	2396	1951.81
45	107	1797.598
46	46	1888.276
47	851	1764.884
48	1724	1796.602
49	1611	1690.45
50	1499	1584.298
51	1225	1308.594
52	1099	1186.666
53	1473	1532.61
54	1390	1452.35
55	1307	1372.19
56	1215	1256.004
57	1131	1172.276
58	1292	1312.12
59	1224	1242
60	1156	1171.68

Volumen 10972.17516 11176.85434
millones de m³

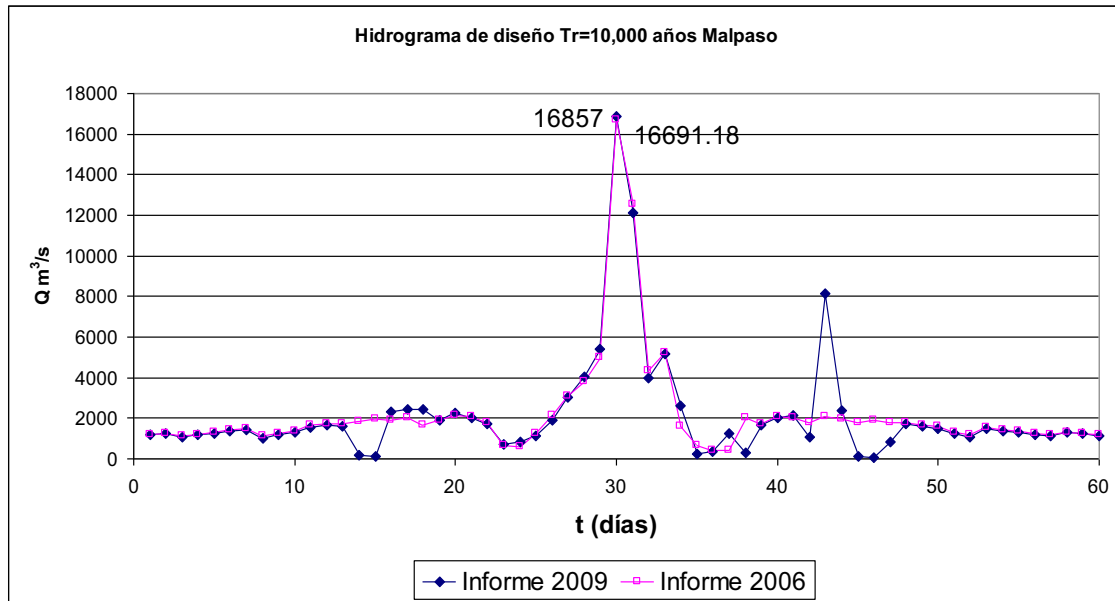


Figura 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Dominguez, 2009).

Los resultados de la tabla 3.7 y de la figura 3.6, permiten ver que los valores obtenidos del gasto de pico son similares en ambos estudios, además de la forma de la avenida completa.

3.2.4 Presa Peñitas

Para la presa Peñitas se utilizó la información de gastos medios diarios de 1959 a 1979 y de 1987 al 2005; los datos del 2006 al 2008 se recopilieron de los reportes de operación diaria de la presa, proporcionados por la CFE, en particular todo el mes de octubre y hasta mediados del mes de noviembre del 2007.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Para obtener el hidrograma de diseño a nivel diario se utilizó el procedimiento descrito en las presas anteriores. La avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años es la que se muestra en la tabla 3.8 y figura 3.7.

Avenidas de diseño

Tabla 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Dominguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	793	799.49
2	907	1004.6
3	1072	949.54
4	883	1078.68
5	4744	4237.16
6	1289	1254.82
7	1097	1026.3
8	889	1008.61
9	902	779.19
10	754	653.31
volumen mill de m ³	1085	1042

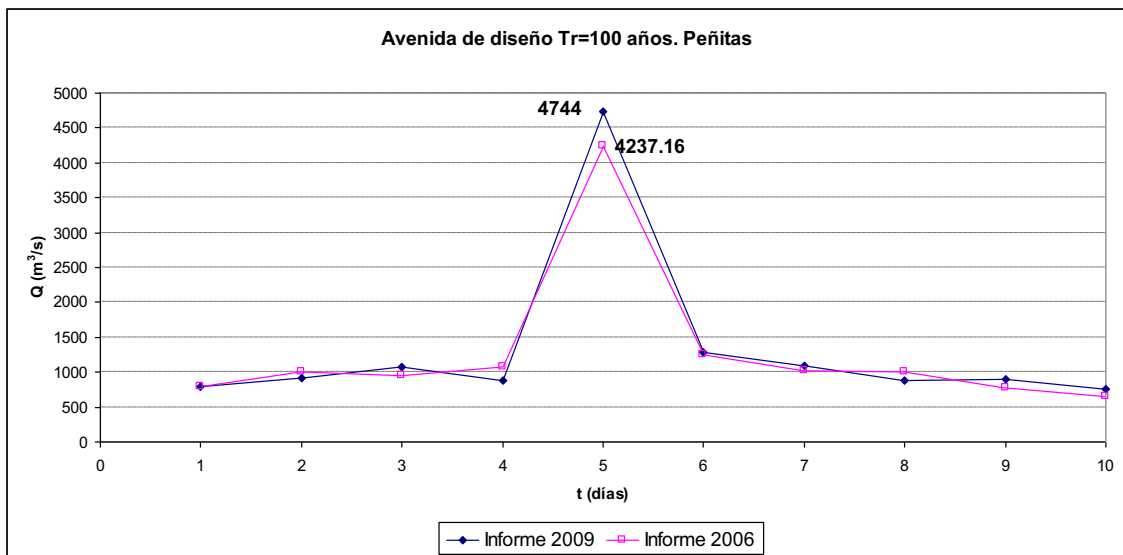


Figura 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Dominguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Para obtener el hidrograma de diseño a nivel diario se utilizó el procedimiento descrito en las presas anteriores. La avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años se presenta en la tabla 3.9 y en la figura 3.8.

Tabla 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1343	1354.73
2	1511	1707.69
3	1729	1471.84
4	149	268.13
5	9054	8361.83
6	2071	2017.16
7	1831	1678.49
8	1520	1767.01
9	1531	1290.84
10	1198	1032.98
volumen mill de m ³	1785.68	1706.99

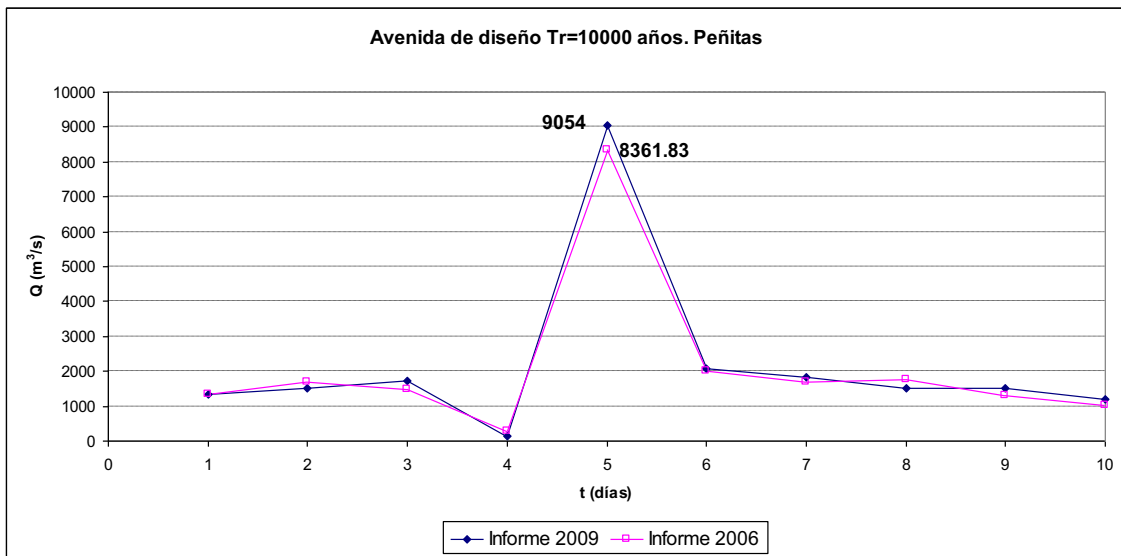


Figura 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Domínguez, 2009).

De acuerdo con los resultados indicados en la tabla y figura anteriores, se determinó un incremento de 692 m³/s en el gasto máximo de la avenida de diseño con respecto a lo obtenido en el estudio del 2006; lo anterior lleva a un incremento en el volumen de la avenida de casi 79 millones de m³, con una forma similar en la avenida.

3.2.5 Río Tzimbac

Para el río Tzimbac se utilizó la información de gastos medios diarios de 1960 a 1986, los datos se recopilieron del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la CONAGUA.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $T_r = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.10 y en la figura 3.9 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para el río Tzimbac.

Tabla 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Tzimbac.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	10
2	34
3	48
4	49
5	232
6	87
7	199
8	553
9	328
10	93
11	156
12	130
13	23
14	48
15	78

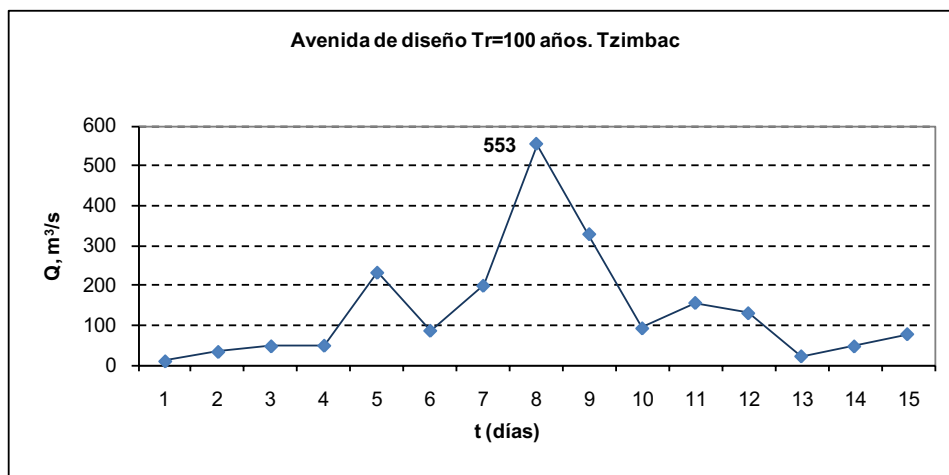


Figura 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Río Tzimbac.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Con un procedimiento similar al descrito, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La avenida se presenta a continuación en la tabla 3.11 y figura 3.10.

Tabla 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Tzimbac.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	119
2	27
3	17
4	69
5	469
6	83
7	346
8	921
9	554
10	146
11	113
12	303
13	18
14	32
15	135

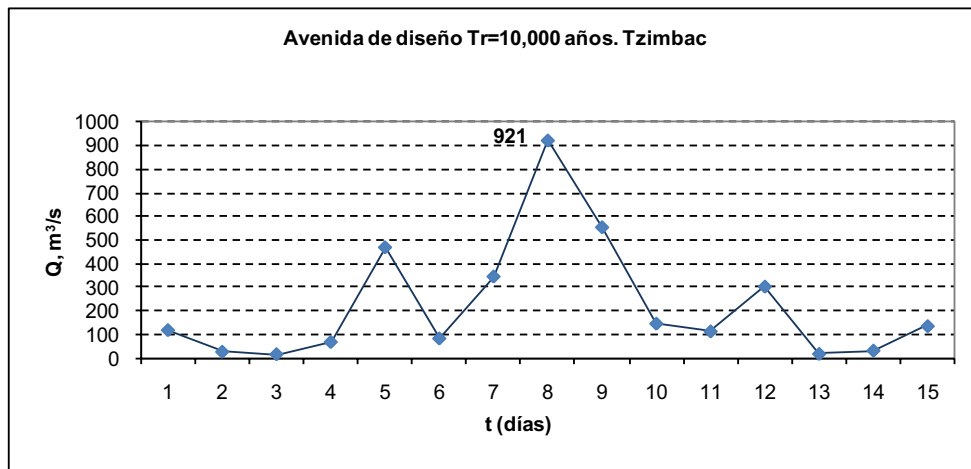


Figura 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Río Tzimbac.

3.2.6 Río Sayula

Para el río Sayula se utilizó la información de gastos medios diarios de 1960 a 1981, los datos se recopilaban del BANDAS de la CONAGUA.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $Tr = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.12 y en la figura 3.11 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para el río Sayula.

Tabla 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Sayula.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	217
2	141
3	1
4	144
5	751
6	306
7	552
8	1795
9	1130
10	282
11	647
12	295
13	115
14	143
15	20

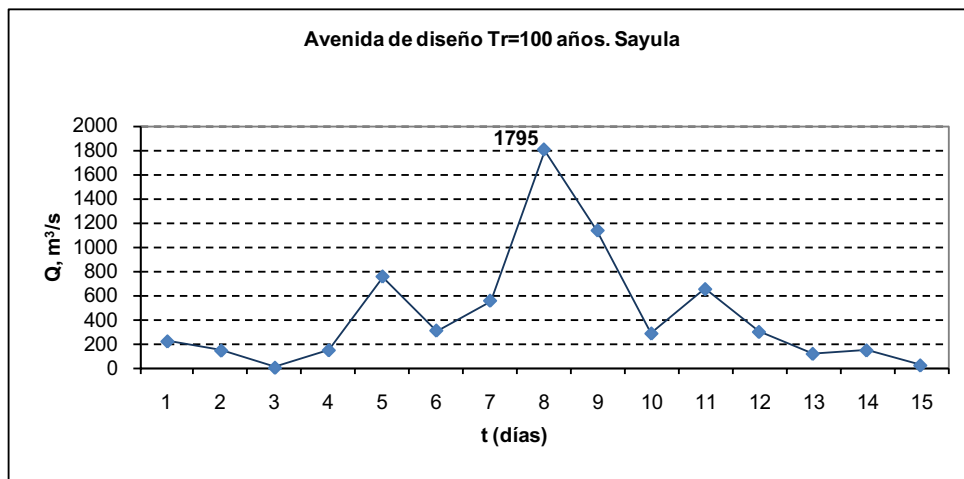


Figura 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Río Sayula.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años.

Con un procedimiento similar al descrito, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La avenida se presenta a continuación en la tabla 3.13 y figura 3.12.

Tabla 3.13. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Sayula.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	665
2	149
3	155
4	115
5	1351
6	382
7	868
8	3052
9	1924
10	324
11	598
12	479
13	172
14	134
15	0

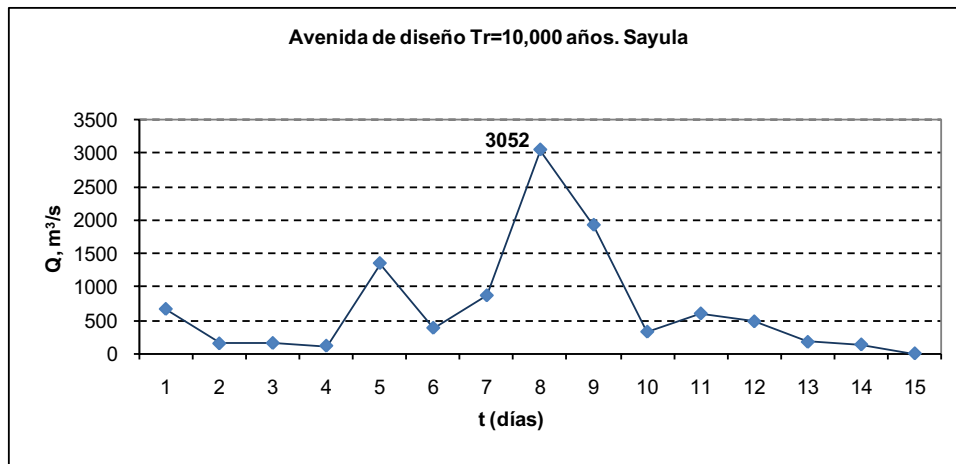


Figura 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Río Sayula.

3.2.7 Vaso superior e inferior del deslizamiento.

El análisis de gastos máximos fue realizado por el Centro de Anteproyectos del Pacífico Sur (CAPS) mediante un modelo lluvia-escorrentamiento, el cual contempló los eventos extremos presentados en el año 2007 (CFE, 2009).

Las estaciones hidrométricas utilizadas fueron: Sayula y Tzimbac ubicadas en los ríos del mismo nombre, y los cuales, son los principales afluentes aguas abajo y aguas arriba de la zona del deslizamiento respectivamente.

Asimismo, el hidrograma considerado para dar forma a las avenidas fue el obtenido por el Dr. Marengo en su análisis de eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano donde actualizó el análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva en Chiapas y cuyo artículo fue publicado en el año 2003.

De esta manera, se obtuvieron gastos por cuenca propia de 3,548.74; 4,095.95 y 8,373.13 m³/s correspondientes a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años respectivamente para la cuenca propia comprendida entre la C.H. Malpaso y la zona del deslizamiento. Asimismo, se consideraron gastos de 5,437.67; 6,220.79 y 11,531.94 m³/s para la cuenca propia comprendida entre la zona del deslizamiento y la C.H. Peñitas. Los hidrogramas correspondientes a estos gastos máximos se presentan en las tablas 3.14 y 3.15, así como en las figuras 3.13 y 3.14 (CFE, 2009).

Tabla 3.14. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre la C.H. Malpaso y el deslizamiento (CFE, 2009).

			Cuenca propia C.H. Malpaso-Caído		
Tr (años)			50	100	10 000
Días	Horas	Acum Horas	Q_p (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)
0	24	0	354,87	409,60	837,31
1	6	6	421,41	486,39	994,31
1	12	12	1203,24	1388,78	2839,02
1	18	18	1985,07	2291,17	4683,72
1	24	24	2766,91	3193,56	6528,43
2	6	30	3548,74	4095,95	8373,13
2	12	36	2722,16	3141,91	6422,84
2	18	42	1895,58	2187,87	4472,55
2	24	48	1068,99	1233,83	2522,26
3	6	54	242,41	279,79	571,97
3	12	60	246,32	284,30	581,18
3	18	66	250,22	288,81	590,39
3	24	72	254,13	293,31	599,61
4	6	78	258,03	297,82	608,82
4	12	84	345,42	398,69	815,02
4	18	90	432,81	499,55	1021,21
4	24	96	520,21	600,42	1227,41
5	6	102	607,60	701,29	1433,60
5	12	108	649,53	749,69	1532,56
5	18	114	691,47	798,10	1631,51
5	24	120	733,41	846,50	1730,46

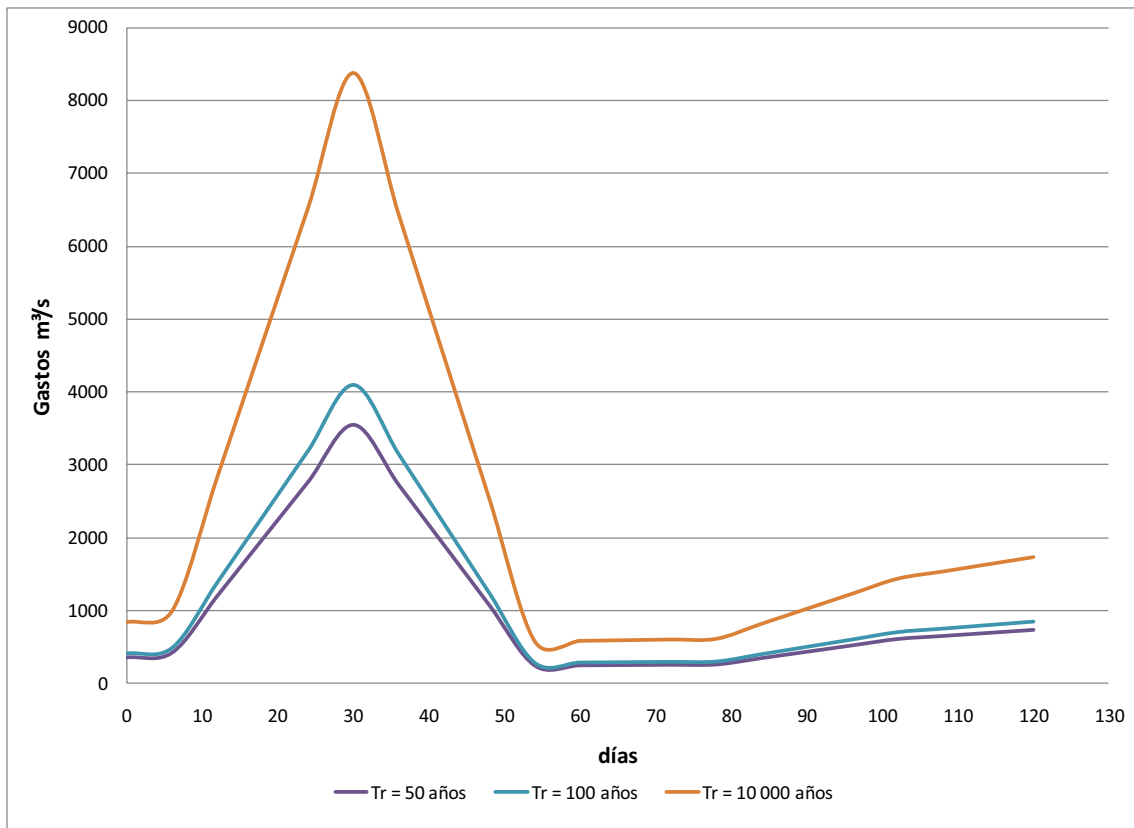


Figura 3.13. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca C.H. Malpaso-deslizamiento (CFE, 2009).

Avenidas de diseño

Tabla 3.15. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre el deslizamiento y la C.H. Peñitas (CFE, 2009).

Tr (años)			Cuenca propia Caído-C.H. Peñitas		
Días	Horas	Acum Horas	50 Q_p (m ³ /s)	100 Q_p (m ³ /s)	10 000 Q_p (m ³ /s)
0	24	0	198,51	229,12	468,37
1	6	6	235,73	272,08	556,19
1	12	12	673,06	776,85	1588,07
1	18	18	1110,40	1281,62	2619,96
1	24	24	1547,74	1786,40	3651,84
2	6	30	5437,67	6220,79	11531,94
2	12	36	1522,71	1757,51	3592,78
2	18	42	1060,34	1223,84	2501,83
2	24	48	597,97	690,18	1410,89
3	6	54	135,60	156,51	319,94
3	12	60	137,78	159,03	325,10
3	18	66	139,97	161,55	330,25
3	24	72	142,15	164,07	335,41
4	6	78	144,34	166,59	340,56
4	12	84	193,22	223,02	455,90
4	18	90	242,11	279,44	571,24
4	24	96	290,99	335,86	686,58
5	6	102	339,87	392,28	801,92
5	12	108	363,33	419,36	857,27
5	18	114	386,79	446,44	912,62
5	24	120	410,25	473,51	967,98

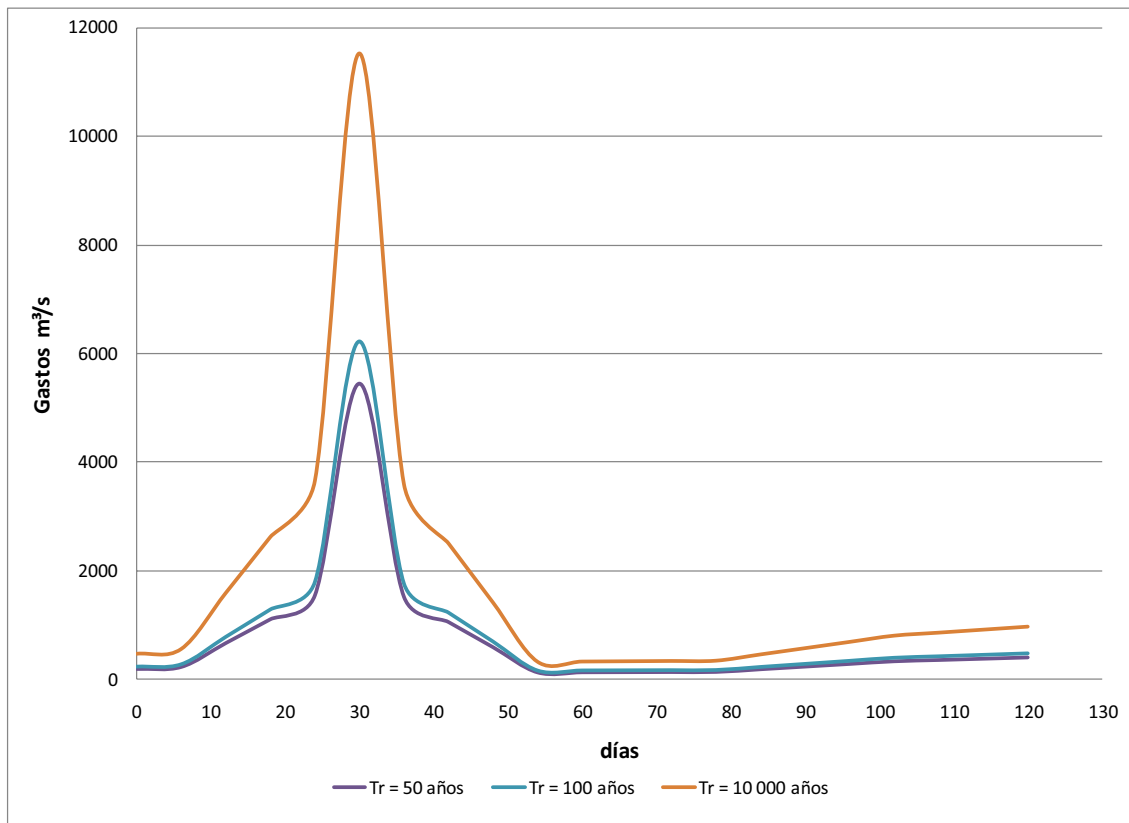


Figura 3.14. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca deslizamiento-C.H. Peñitas (CFE, 2009).