

APROXIMACIÓN EMPÍRICA A LA SOLUCIÓN BIVARIADA DE AVENIDAS DE DISEÑO EN EMBALSES SIN HIDROMETRÍA

EMPIRICAL APPROACH TO THE BIVARIATE SOLUTION FOR FLOOD DESIGN IN RESERVOIRS WITHOUT HYDROMETRICAL DATA

Daniel F. Campos-Aranda*

Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Genaro Codina # 240.
78280. San Luis Potosí, San Luis Potosí. (campos_aranda@hotmail.com).

RESUMEN

La estimación de avenidas de diseño, conjuntando información hidrométrica de gastos máximos anuales y sus correspondientes volúmenes de su hidrograma (V), ha sido resuelta en México a través del análisis probabilístico bivariado. Las soluciones de este procedimiento aplicado a 15 presas existentes y una en proyecto, se analizaron para buscar un patrón de comportamiento estadístico y formular una aproximación empírica, la cual no requiere de la información citada. De acuerdo con este enfoque el hidrograma de la avenida de diseño tiene un gasto pico (Q_p) con un periodo de retorno de 275 años, estimado con base en métodos regionales, su tiempo al pico (T_p) es igual al tiempo de concentración de la cuenca y su forma y volumen (V) están definidos por un hidrograma sintético tipo Gamma con 3.975 como parámetro de forma. El contraste entre los elementos (Q_p , T_p y V) de la aproximación empírica y los de la solución bivariada conduce a errores relativos máximos por defecto en el Q_p no superiores al 21 %, los cuales no se trasladan al error relativo del V . Se realizaron dos aplicaciones numéricas, la primera en una presa con cuenca pequeña y sin datos hidrométricos y la segunda en un embalse en construcción con cuenca grande aforada. Se muestra que el procedimiento desarrollado es bastante simple y exacto, teniendo una importancia trascendente en la revisión de la seguridad hidrológica de miles de presas que no cuentan con información hidrométrica y que por sus características de ubicación, capacidad y antigüedad de diseño son estructuras hidráulicas peligrosas.

Palabras clave: seguridad hidrológica, hidrogramas de diseño, tiempo de concentración, hidrogramas Gamma, presa Las Ánimas, proyecto El Zapotillo.

ABSTRACT

The estimation of design floods, putting together hydrometric information of annual maximum flows and their corresponding volumes in their hydrographs (V), has been resolved in México through the bivariate probabilistic analysis. The solutions of this procedure applied to 15 existing dams and one in draft were analyzed looking for a pattern of statistical behavior and formulating an empirical approach that does not require the above information. According to this approach, the hydrograph of the design flood has a peak flow (Q_p) with a return period of 275 years, an estimation based on regional methods. Its peak time (T_p) is equal to the time of concentration of the basin and its shape and volume (V) are defined by a synthetic Gamma type hydrograph with 3.975 as shape parameter. The contrast between the elements (Q_p , T_p and V) of the empirical approach and the bivariate solution leads to maximum relative errors by default in Q_p not over 21 %, which do not transfer to the relative error of V . Two numerical applications were performed; the first in a small watershed dam with no hydrometric data, and the second in a reservoir under construction with a large gauged basin. The procedure developed is shown to be quite simple and accurate, of the utmost importance when checking the hydrological safety of thousands of dams that have no hydrometric information, and because of their characteristics of location, capacity and design age are dangerous hydraulic structures.

Key words: hydrological safety, design hydrographs, time of concentration, Gamma hydrographs, Las Ánimas dam, El Zapotillo project.

INTRODUCTION

In México, the problem of estimating the hydrograph of the design flood was determined probabilistically using the annual maximum

*Autor responsable ❖ Author for correspondence.

Recibido: Febrero, 2009. Aprobado: Agosto, 2010.

Publicado como ARTÍCULO en *Agrociencia* 44: 735-752. 2010.

INTRODUCCIÓN

En México, el problema de estimar el hidrograma de la avenida de diseño fue resuelto probabilísticamente usando la información de gastos máximos anuales y sus respectivos volúmenes del hidrograma que generaron tales avenidas (Aldama y Ramírez, 1999). Para tal solución se usó el análisis de frecuencias conjunto de gastos y volúmenes máximos anuales, es decir, una solución bivariada (Ramírez y Aldama, 2000 y Aldama *et al.*, 2006). Este procedimiento fue desarrollado para el diseño o la revisión de vertedores de presas que cuentan con la información hidrométrica citada; estima el hidrograma de la avenida cuyo periodo de retorno conjunto de gasto máximo y volumen es de 10 000 años.

El objetivo fundamental del presente estudio fue buscar un patrón de comportamiento estadístico y realizar un análisis crítico a los resultados obtenidos en las 16 soluciones bivariadas elaboradas por Aldama *et al.* (2006), para revisar 15 presas importantes y una en proyecto en México. Ya identificadas las características estadísticas, se formuló y contrastó un procedimiento para el diseño o la revisión de vertedores, preferentemente de presas pequeñas y medianas, el cual no requiere información hidrométrica en el sitio del proyecto, pero sí regionalmente exclusivamente sobre gastos máximos anuales. La aproximación empírica desarrollada se aplicó en dos presas del país, para revisar su seguridad hidrológica.

La base de datos de la CONAGUA registra un total de 4 800 presas construidas en México (Oliva, 1999). La mayoría de estas presas aprovechan los escurrimientos de cuencas rurales pequeñas y medianas y por tanto no cuentan con datos de aforo. Sin embargo, muchas de dichas presas pueden ser consideradas peligrosas por su ubicación, mientras que otras quizás han sufrido modificaciones (Del Razo, 1999) y requieren una revisión urgente de su seguridad hidrológica. Lo anterior destaca la enorme importancia de contar con un procedimiento simple para estimar los hidrogramas que permiten revisar la seguridad hidrológica, los cuales reproducen las condiciones críticas a las que conduce la solución bivariada.

MATERIALES Y MÉTODOS

Información hidrométrica utilizada

Corresponde a la disponible sobre gastos máximos anuales y sus correspondientes volúmenes en 16 presas importantes de

flow data and their respective hydrograph volumes generating by such floods (Aldama and Ramírez, 1999). For this purpose, the frequency analysis of all annual maximum flows and volumes, i.e, a bivariate solution (Ramírez and Aldama, 2000 and Aldama *et al.*, 2006) was used. This procedure was developed for the design or inspection of spillways of dams that have hydrometric information. It estimates the hydrograph of the flow whose joint return time period of maximum flow and volume is 10 000 years.

The main objective of this study was to find a pattern of statistical behavior and develop a critical analysis of the results obtained in the 16 bivariate solutions developed by Aldama *et al.* (2006), to check 15 major dams and one in draft in México. Once the statistical characteristics were identified, a procedure for the design or inspection of spillways was formulated and contrasted, preferably of small and medium-sized dams, which does not require hydrological information in the project site, but does regionally only on maximum annual flows. The empirical approach developed was applied in two dams of the country to review their hydrological safety.

The CONAGUA (state-owned national water company) database recorded a total of 4 800 dams built in México (Oliva, 1999). Most of these dams make use of the runoffs of rural small and medium watersheds and therefore have no hydrometric data. However, many of these dams can be considered dangerous because of their location, while others may have undergone changes (Del Razo, 1999) and require an urgent review of their water security. This underlines the enormous importance of having a simple procedure to estimate the hydrographs that allow to check hydrological security, and reproduce the critical conditions which the bivariate solution leads to.

MATERIALS AND METHODS

Hydrometric information used

The hydrological information used here is about the annual maximum flows available and their corresponding volumes in 16 major dams of México (Aldama *et al.*, 2006). This information is in Table 1, and its order of presentation is progressive with the basin size in km². The total data pairs of flow-volume processed was 620. The last four columns of Table 1 show the basic elements of the bivariate solution obtained by

México (Aldama *et al.*, 2006). Las características de esta información están en el Cuadro 1, cuyo orden de presentación es progresivo con la magnitud de cuenca en km². El total de parejas de datos de gasto-volumen procesados fue 620. En las últimas cuatro columnas del Cuadro 1 se presentan los elementos básicos de la solución bivariada obtenidos por Aldama *et al.* (2006), que corresponde a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

Procesamiento probabilístico univariado

Las 16 series de gastos máximos anuales (Aldama *et al.*, 2006) se procesaron probabilísticamente con base en la distribución General de Valores Extremos (GVE), aplicada mediante cuatro métodos de ajuste: momentos, sextiles, máxima verosimilitud y momentos L (Campos, 2001). Las predicciones obtenidas con el método de ajuste que condujo al menor error estándar de ajuste (Kite, 1977) se muestran en el Cuadro 2.

Periodos de retorno del gasto máximo de la solución bivariada

La primera búsqueda del comportamiento de la solución bivariada consistió en obtener el periodo de retorno (Tr) del gasto máximo (columna 6 del Cuadro 1) como evento univariado, al comparar éste con las predicciones respectivas del Cuadro 2. Así, para la presa Madín el gasto pico de la solución bivariada fue de 530 m³·s⁻¹, al cual le corresponde un Tr de 544.8 años y para el embalse El Infiernillo, con un gasto máximo de 49 225 m³·s⁻¹ corresponde un Tr de 360.3 años. Los demás resultados están en la columna 2 del Cuadro 3, con sus valores extremos y centrales en los últimos renglones.

Estimación de un tiempo al pico representativo

El hidrograma de tormenta aislada tiene una rama ascendente que termina en el gasto máximo o pico (Q_p), en una duración llamada tiempo al pico (T_p) y una rama descendente llamada de recesión; la suma de ambos lapsos es el tiempo base (T_b). El área bajo el hidrograma es el volumen (V) de la avenida.

La segunda parte de la búsqueda de un comportamiento estadístico en la solución bivariada comienza determinando el T_p de cada pareja de datos de gasto-volumen anuales, considerando el modelo de hidrograma triangular propuesto por el U. S. Soil Conservation Service, cuyo tiempo de recesión es 1.667 veces el T_p (Snider, 1972); por lo cual:

$$T_p = \frac{3 \cdot V}{4 \cdot Q_p} \quad (1)$$

donde, V es el volumen del hidrograma en m³, Q_p es el gasto pico en m³·s⁻¹ y T_p es el tiempo al pico en segundos.

Aldama *et al.* (2006), correspondiendo a a joint return period of 10 000 years.

Univariate probabilistic processing

The 16 series of annual maximum flows (Aldama *et al.*, 2006) were processed in a probabilistic fashion based on the General Extreme Values (GEV) distribution, applied using four methods of adjustment: moments, sextiles, maximum likelihood and L moments (Campos, 2001). The predictions obtained with the method of adjustment that led to a lower standard error of adjustment (Kite, 1977) are shown in Table 2.

Return periods of the bivariate solution maximum flow

The first search of the bivariate solution behavior consisted in obtaining the return period (Tr) of maximum flow (column 6, Table 1) as a univariate event when comparing it with the respective predictions of Table 2. Thus, for the Madin dam the peak flow of the bivariate solution was 530 m³·s⁻¹, which corresponds to a Tr of 544.8 years, and for the reservoir El Infiernillo, with a maximum flow of 49 225 m³·s⁻¹, the Tr amounts to 360.3 years. The other results are in column 2 of Table 3, with its extreme and central values in the last lines

Estimation of a representative peak time

The isolated storm hydrograph has an ascending branch ending at the maximum flow or peak (Q_p) in a period called peak time (T_p) and a descending branch called recession; the sum of both periods is the base time (T_b). The area under the hydrograph is the volume (V) of the flood.

The second part of the search for a statistical behavior in the bivariate solution starts by determining T_p of each pair of annual flow-volume data, considering the triangular hydrograph model proposed by the U. S. Soil Conservation Service, whose time of recession is 1.667 times T_p (Snider, 1972) thus:

$$T_p = \frac{3 \cdot V}{4 \cdot Q_p} \quad (1)$$

where V is the volume of the hydrograph in m³, Q_p is the peak flow in m³·s⁻¹ and T_p is the peak time in seconds.

In each of the 16 series formed by the calculated T_p , as many as the number of annual flow-volume pairs in each dam (column 3, Table 1), the Pearson type III distribution of two parameters was adjusted, also known as Gamma model (Campos, 2005), to obtain the mode (Mo) and population median. The results are in Table 4, together with other extreme values and sample relationships.

Cuadro 1. Datos generales, gastos extremos observados y solución bivariada en los 16 embalses indicados (Aldama *et al.*, 2006).
Table 1. General data, extreme flows observed and bivariate solution in the 16 reservoirs indicated (Aldama *et al.*, 2006).

Nombre del embalse. Estado.	Cuenca (km ²)	Años del registro (número de años)	Gastos (m ³ s ⁻¹)		Elementos de la solución bivariada				
			Mínimo	Máximo	Q (m ³ s ⁻¹)	V (Mm ³)	Tp (h)	Tb (h)	
1. Madín. Estado de México.	171.3	1931-1972 (30)	5.68	300.0	530	3.68	1.25	3.8	
2. Eustaquio Buelna (Guamúchil). Sinaloa.	1630	1939-1998 (37)	65.3	13 881.0	26 012	429	3.0	9.1	
3. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino). Sinaloa.	2268	1948-2001 (34)	42.4	668.5	1058	238	47.5	125.0	
4. Abelardo L. Rodríguez. Baja California Norte.	2430	1938-2002 (44)	0.04	587.2	1379	121	16.2	48.7	
5. Sanalona. Sinaloa.	3250	1947-1999 (38)	120.19	2381.3	4757	799	31.1	93.2	
6. Ignacio Allende (La Begoña). Guanajuato.	4984	1943-1977 (27)	14.82	1050.0	2369	394	30.0	93.0	
7. La Parota. Guerrero.	7067	1967-2003 (31)	662.0	11 646.0	23 487	5726	45.1	135.2	
8. Benito Juárez (El Marqués) Oaxaca.	9697	1961-1999 (26)	130.4	5080.2	10 765	1826	31.4	94.2.	
9. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari). Sonora.	10 719	1941-2002 (61)	273.0	6390.0	11 132	886	14.6	43.8	
10. Adolfo López Mateos (Humaya). Sinaloa.	10 972	1974-1999 (26)	127.0	9245.0	12 270	646	9.8	29.3	
11. Belisario Domínguez (La Angostura). Chiapas.	18 537	1950-2005 (33)	1224.14	16 048.6	26 744	15 344	105.0	315.0	
12. La Boquilla. Chihuahua.	21 003	1935-1999 (64)	38.44	3467.0	5705	1549	52.0	155.0	
13. Luis Donaldo Colosio (Huities). Sinaloa.	26 020	1941-1992 (52)	593.0	15 000.0	31 792	4910	28.6	85.8	
14. Venustiano Carranza (Don Martín). Coahuila.	31 034	1930-1999 (52)	29.5	4320.7	6385	1340	38.8	116.4	
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo). Sonora.	58 280	- (22)	417.0	5265.0	13 671	3908	52.9	158.6	
16. Adolfo López Mateos (El Infiernillo). Michoacán.	108 000	1955-2003 (43)	1125.0	25 240.0	49 225	14 276	53.7	161.0	

Cuadro 2. Predicciones del gasto máximo con base en la distribución GVE, en 16 embalses, procesando datos de Aldama *et al.* (2006).
Table 2. Maximum flow predictions based on the GVE distribution in 16 reservoirs, processing data by Aldama *et al.* (2006).

Nombre del embalse [m ³]	Periodos de retorno, en años						
	5	10	25	50	100	500	1 000
1. Madín [mL [§]]	85	120	176	229	295	515	648
2. Eustaquio Buelna [sx [§]]	1946	3520	6848	10 877	16 966	46 024	70 215
3. J. O. de D. (El Sabino) [mv ^p]	287	405	610	816	1082	2039	2663
4. Abelardo L. Rodríguez [sx]	46	93	199	333	543	1629	2590
5. Sanalona [mL]	991	1425	2152	2858	3740	6753	8628
6. Ignacio Allende [mL]	280	422	690	981	1383	3010	4188
7. La Parota [mv]	3646	5409	8859	12 747	18 269	41 845	59 715
8. Benito Juárez [mL]	1364	2104	3496	5004	7075	15 412	21 417
9. Adolfo Ruiz Cortines [mv]	2009	2745	3934	5053	6413	10 835	13 469
10. A. L. M. (Humaya) [mL]	1373	2283	4244	6663	10 381	28 653	44 244
11. Belisario Domínguez [mL]	3283	4570	7185	10 233	14 692	34 757	50 661
12. La Boquilla [mL]	1263	1736	2444	3063	3770	5837	6952
13. Luis Donaldo Colosio [mv]	4215	6511	11 183	16 640	24 635	60 727	89 404
14. Venustiano Carranza [mv]	469	791	1504	2406	3820	11 042	17 400
15. Plutarco Elías Calles [mv]	1486	2265	3961	6074	9347	25 679	39 787
16. A. L. M. (El Infiernillo) [mL]	6708	9426	14 499	19 961	27 423	57 154	78 385

†Método de ajuste; §momentos L.; §sextiles; ^pmáxima verosimilitud ✧ Adjustment method; §L moments; §sextiles; ^pmaximum likelihood.

Cuadro 3. Características estadísticas y parámetros de forma (γ) y escala (β) de los elementos de la solución bivariada.
Table 3. Statistical features and shape (γ) and scale (β) parameters of the elements of the bivariate solution.

Nombre de la presa:	Tr [†] del Qp	Qp/Qob [§]	Tp/Mo	γ	β
1. Madín	544.8	1.767	0.689	3.800	1 607.0
2. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	197.9	1.874	0.703	3.856	3 782.0
3. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino)	94.5	1.583	3.606	4.793	45 078.5
4. Abelardo L. Rodríguez	390.4	2.348	0.461	3.937	19 856.1
5. Sanalona	190.1	1.998	0.783	3.953	37 911.1
6. Ignacio Allende (La Begoña)	303.4	2.256	2.341	3.811	38 424.8
7. La Parota	162.7	2.017	1.452	3.948	55 071.8
8. Benito Juárez (El Marqués)	236.5	2.119	0.766	3.952	38 294.2
9. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	544.6	1.742	0.853	3.901	18 114.9
10. Adolfo López Mateos (Humaya)	130.1	1.327	0.135	3.983	11 827.4
11. Belisario Domínguez (La Angostura)	307.7	1.666	0.621	3.889	130 856.0
12. La Boquilla	457.6	1.646	0.902	4.149	59 455.6
13. Luis Donaldo Colosio (Huites)	157.4	2.119	0.623	3.954	34 855.1
14. Venustiano Carranza (Don Martín)	217.5	1.478	0.952	3.945	47 433.6
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	183.6	2.597	1.622	3.950	64 554.5
16. Adolfo López Mateos (El Infiernillo)	360.3	1.950	0.922	3.953	65 458.8
Valor mínimo	94.5	1.327	0.135	3.800	1 607.0
Valor de la moda	213.8	1.849	0.615	3.975	12 771.3
Valor mediano poblacional	258.5	1.887	0.939	3.982	33 016.6
Valor mediano muestral	227.0	1.912	0.818	3.949	38 359.5
Valor de la media aritmética	279.9	1.905	1.089	3.986	42 036.3
Valor máximo	544.8	2.597	3.606	4.793	130 856.0

†Periodo de retorno en años; §gasto máximo observado ✧ Return period in years; §maximum flow observed.

En cada una de las 16 series formadas por los Tp calculados, tantos como número de parejas de gasto-volumen anuales en cada presa (columna 3, Cuadro 1), se ajustó la distribución Pearson tipo III de dos parámetros también conocida como modelo Gamma (Campos, 2005), para obtener la moda (Mo) y la mediana poblacional. Los resultados están en el Cuadro 4, conjuntamente con otros valores extremos y relaciones muestrales.

Contraste del tiempo al pico de la solución bivariada

La segunda fase de la búsqueda citada concluye dividiendo el tiempo al pico (Tp) de la solución bivariada (columna 8 del Cuadro 1), entre el valor de la moda (Mo) del tiempo al pico del hidrograma triangular (Cuadro 4). Para los resultados (columna 4, Cuadro 3) se observa que los valores característicos asociados con la tendencia central son, como se esperaba, cercanos a la unidad.

Hidrogramas tipo Gamma

Multiplicando por el volumen del hidrograma (V) a la función de densidad de probabilidad de la distribución Pearson tipo III, se puede representar un hidrograma de tormenta aislada, cuya expresión es (Croley, 1980):

Peak time contrast of the bivariate solution

The second phase of the search cited concluded dividing the peak time (Tp) of the bivariate solution (column 8, Table 1) between the mode (Mo) value of the triangular hydrograph peak time (Table 4). Of the results shown in column 4, Table 3, the characteristic values associated with the central tendency are as expected close to unity.

Gamma type hydrographs

By multiplying the probability density function of the Pearson type III distribution by the volume of the hydrograph (V), an isolated storm hydrograph may be represented, whose expression is (Croley, 1980):

$$q(t) = \frac{V (t/\beta)^{\gamma-1} \cdot e^{(-t/\beta)}}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \quad (2)$$

where $q(t)$ is the flow ($m^3 \cdot s^{-1}$) at any time t in seconds; V is the volume (m^3), γ is the shape parameter and β that of scale; both are positive, the first dimensionless and the second with time units (seconds); $\Gamma(\cdot)$ is the Gamma function, which can be evaluated with the Stirling approximation (Davis, 1972):

Cuadro 4. Estimaciones del tiempo de pico con la fórmula de hidrograma triangular ($Tp=3 \cdot V/4 \cdot Qp$) y su procesamiento con la distribución Gamma.

Table 4. Peak time estimates using the triangular hydrograph formula ($Tp=3 \cdot V/4 \cdot Qp$) and their processing using the Gamma distribution.

Nombre dela presa:	Valores en horas del tiempo al pico (Tp)					
	Cociente Mín/Mo	Mínimo	Moda (Mo)	Mediana poblacional	Máximo	Cociente Máx/Mo
1. Madín	0.481	0.873	1.815	2.137	5.196	2.863
2. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	0.396	1.691	4.266	5.879	23.322	5.467
3. Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino) [†]	0.556	7.321	13.172	15.005	44.630	3.388
4. Abelardo L. Rodríguez	0.527	18.519	35.141	41.198	104.167	2.964
5. Sanalona	0.453	17.999	39.700	49.149	132.270	3.332
6. Ignacio Allende (La Begoña)	0.170	2.180	12.816	17.447	51.688	4.033
7. La Parota	0.412	12.779	30.987	38.219	118.125	3.812
8. Benito Juárez (El Marqués)	0.447	18.343	41.007	55.390	137.581	3.355
9. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	0.141	2.417	17.107	20.507	61.709	3.607
10. Adolfo López Mateos (Humaya)	0.460	33.494	72.837	94.378	352.823	4.844
11. Belisario Domínguez (La Angostura)	0.421	71.168	169.185	222.853	874.488	5.169
12. La Boquilla	0.323	18.595	57.630	71.314	169.474	2.941
13. Luis Donaldo Colosio (Huites)	0.538	24.689	45.913	62.861	336.377	7.326
14. Venustiano Carranza (Don Martín)	0.497	20.253	40.751	54.953	217.574	5.339
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	0.432	14.099	32.609	42.761	109.225	3.350
16. Adolfo López Mateos (El Infiernillo)	0.324	18.862	58.244	83.672	377.863	6.488
Valores medianos:	0.440	—	—	—	—	3.710

[†]Considerando 32 datos, se eliminaron los años 1968 y 1969 ❖ [†]Considering 32 data, the years 1968 and 1969 were eliminated.

$$q(t) = \frac{V (t/\beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-(t/\beta)}}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \quad (2)$$

donde, $q(t)$ es el gasto ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) en cualquier tiempo t en segundos; V es el volumen (m^3), γ es el parámetro de forma y β el de escala, ambos positivos, el primero adimensional y el segundo con unidades de tiempo (segundos); $\Gamma(\cdot)$ es la función Gamma, la cual se puede evaluar con la aproximación de Stirling (Davis, 1972):

$$\Gamma(z) \approx e^{-z} \cdot z^{z-1/2} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \left(1 + \frac{1}{12 \cdot z} + \frac{1}{288 \cdot z^2} - \frac{139}{51840 \cdot z^3} - \frac{571}{2488320 \cdot z^4} + \dots \right) \quad (3)$$

La derivada de la ecuación 2 igualada a cero, es decir, en el T_p conduce a:

$$\text{Mo} = T_p = \beta \cdot (\gamma - 1) \quad (4)$$

ecuación que corresponde a la moda según esta distribución. La adopción del hidrograma Gamma para representar a las crecientes de diseño es arbitraria y conveniente, pero igual lo es cualquier otra parametrización desarrollada y utilizada como las propuestas por Ramírez y Aldama (2000).

En Campos (2008b) se puede consultar el procedimiento de Croley (1980) que permite obtener los valores de γ y β de cada hidrograma, cuando se conocen Q_p , T_p y V .

Parámetros γ y β de la solución bivariada

Con base en el procedimiento de Croley (1980), se procesaron los 16 datos de gasto pico y volumen de la solución bivariada, utilizando como tiempo al pico (T_p) el valor de la moda (Mo) del Cuadro 4. Los resultados obtenidos para los parámetros de forma y escala están en las dos últimas columnas del Cuadro 3. Se observa una forma de hidrograma similar en la mayoría de los 16 casos procesados, representada por un parámetro de forma (γ) del orden de 3.975 y mostrando diferencias extremas sutiles exclusivamente en las presas Madín y Josefa Ortiz de Domínguez.

Tendencia y anomalías detectadas en la solución bivariada

Una primera inspección a los periodos de retorno del gasto pico (Q_p) de la solución bivariada (columna 2, Cuadro 3) indicaría que son muy reducidos; sin embargo cuando se revisa el cociente entre el Q_p y el gasto máximo observado (columna 5, Cuadro 1), se encuentra que varía únicamente de 1.327 a 2.597

$$\Gamma(z) \approx e^{-z} \cdot z^{z-1/2} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot \left(1 + \frac{1}{12 \cdot z} + \frac{1}{288 \cdot z^2} - \frac{139}{51840 \cdot z^3} - \frac{571}{2488320 \cdot z^4} + \dots \right) \quad (3)$$

The one derived from Equation 2 is equal to zero, that is, in the T_p it leads to:

$$\text{Mo} = T_p = \beta \cdot (\gamma - 1) \quad (4)$$

equation that corresponds to the mode according to this distribution. The adoption of the Gamma hydrograph to represent the design floods is arbitrary and convenient, but so is any other frameworking developed and used, as those proposed by Ramírez and Aldama (2000).

In Campos (2008b), it is possible to consult the procedure by Croley (1980) to obtain the values of γ and β in each hydrograph, when Q_p , T_p and V are known.

Parameters γ and β of the bivariate solution

Based on the procedure by Croley (1980), 16 peak flow and volume data of the bivariate solution were processed, using as peak time (T_p) the mode value (Mo) exhibited in Table 4. The results obtained for the parameters of shape and scale are in the last two columns of Table 3. There is a similar shape hydrograph in most of the 16 cases processed, represented by a shape parameter (γ) of 3.975 and showing extreme subtle differences only in the Madín and Josefa Ortiz de Domínguez dams.

Trend and anomalies detected in the bivariate solution

A first inspection of the return periods of the peak flow (Q_p) of the bivariate solution (column 2, Table 3) indicates that they are very small; but when reviewing the ratio between the Q_p and the maximum flow observed (column 5, Table 1) it only varies from 1.327 to 2.597 with a mode of 1.849, according to the values shown in column 3, Table 3; that is, this ratio is quite low, confirming the trend of the results.

The application of equation 1 to estimate T_p allows to identify the annual flow-volume value pairs that could be erroneous. For example, in the Josefa Ortiz de Domínguez dam in 1968 and 1969 the flow ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) and volume (Mm^3) data are: 73.79-95.91 and 105.90-129.45, which lead to T_p values of 270.8 h and 254.7 h. These values deviate significantly from other estimates of T_p which vary from 7.3 to 44.6 h. These data were eliminated from the analysis presented in Table 4. In

con una moda de 1.849, según valores de la columna 3 del Cuadro 3; es decir, este cociente es bastante reducido, ratificando la tendencia de los resultados.

La aplicación de la ecuación 1 para estimar el T_p permite detectar parejas de valores gasto-volumen anuales que pudieran ser datos erróneos. Por ejemplo, en la presa Josefa Ortiz de Domínguez en los años 1968 y 1969 los datos de gasto ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) y volumen (Mm^3) son: 73.79-95.91 y 105.90-129.45, los cuales conducen a valores del T_p de 270.8 h y 254.7 h; estas magnitudes se apartan notablemente del resto de estimaciones del T_p las cuales varían de 7.3 a 44.6 h. Tales datos fueron eliminados de los análisis del Cuadro 4. En cambio, al ser incluidos en la solución bivariada conducen a estimaciones muy elevadas del T_p (columna 4, Cuadro 3).

La anomalía más relevante se observa en la presa Adolfo López Mateos (Humaya), en la cual las estimaciones del T_p con base en la ecuación 1 conducen a valores que fluctúan de 33.5 a 352.8 h, con una moda de 72.8 h. Por lo anterior, se considera que la adopción de un valor del $T_p=9.75$ h en la solución bivariada está fuera de la realidad, es decir, de lo factible de ocurrir en una cuenca de $10\,972\text{ km}^2$ para que genere un gasto pico de $12\,270\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. El caso contrario ocurre en la presa Ignacio Allende, donde las estimaciones del T_p con la ecuación 1 fluctúan de 2.2 a 51.7 h, con una moda de 12.8 h; entonces la selección de un $T_p=30.0$ h en la solución bivariada, puede ser considerada elevada según los valores empíricos citados.

Aproximación empírica propuesta

Los análisis críticos realizados con los resultados de la solución bivariada se tomaron en cuenta al formular la aproximación numérica detallada a continuación, por ejemplo al adoptar como T_p del hidrograma que se estima, el tiempo de concentración de la cuenca bajo estudio y al deducir su volumen, una vez establecido su gasto pico. El procedimiento se basa en los resultados de los contrastes descritos (Cuadros 3 y 4) y es aplicable a cuencas sin información hidrométrica de gastos-volumenes, de manera que su secuencia es la siguiente:

Paso 1. Los métodos regionales de estimación de crecientes han demostrado su eficacia y exactitud (Escalante y Reyes, 2000; Campos, 2006); por ello se estima la avenida de periodo de retorno 275 años (Q_{275}), con los procedimientos aplicables al proyecto o presa en revisión. Esta creciente representa a los valores medianos y a la media aritmética de la columna 2 del Cuadro 3.

Paso 2. Con base en las características físicas de la cuenca, es decir, área, longitud y desnivel totales del colector principal, así como con la pendiente promedio del mismo, se estima según diversas fórmulas empíricas (Témez, 1978; Heras, 1979) el

contrast, after being included in the bivariate solution they lead to very high estimates of T_p (column 4, Table 3).

The most significant anomaly is observed in the Adolfo López Mateos dam (Humaya), in which the estimates of T_p based on equation 1 lead to values ranging from 33.5 to 352.8 h, with a mode of 72.8 h. Therefore, the adoption of a T_p value of 9.75 h in the bivariate solution is considered unrealistic, that is, within what is likely to occur in a basin of $10\,972\text{ km}^2$ to generate a peak flow of $12\,270\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. The opposite occurs in the Ignacio Allende dam, where the T_p estimations with Equation 1 range from 2.2 to 51.7 h, with a mode of 12.8 h; then the selection of a $T_p=30.0$ h in the bivariate solution can be considered high, according to the empirical values cited.

Empirical approach proposed

The critical analyses conducted with the results of the bivariate solution were taken into account when formulating the numerical approximation listed below, for example by adopting as T_p of the estimated hydrograph the time of concentration of the basin under study and inferring its volume, once its peak flow was established. The procedure is based on the results of the contrasts described (Tables 3 and 4) and is applicable to watersheds with no flow-volume hydrometric information, so its sequence is as follows:

Step 1. The regional methods of flood estimation have demonstrated their effectiveness and accuracy (Escalante and Reyes, 2000; Campos, 2006), hence the return period flow of 275 years (Q_{275}) was estimated, with the procedures applicable to the project or dam under review. This flow represents medium values and the arithmetic mean of column 2 (Table 3).

Step 2. Based on the physical characteristics of the basin, i.e., total area, length, and slope of the main collector and its average slope, the concentration time (T_c) is estimated in accordance with various empirical formulas (Témez, 1978; Heras, 1979). At first glance the T_c in small and medium-sized watersheds can be considered equal to its average peak time (T_p).

Step 3. For a shape parameter value (γ) of 3.975, the corresponding value of the scale parameter (β) is calculated with Equation 4, using the T_p in seconds estimated in the previous step. Based on the values of $Q_{275} = Q_p$ and T_p , as well as on the pair of γ and β values, the maximum volume (V) is calculated based on the hydrograph using the Equation 2 modified:

$$V = \frac{Q_p \cdot \beta \cdot \Gamma(\gamma)}{(T_p / \beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-T_p / \beta}} \quad (5)$$

tiempo de concentración (T_c), el cual en una primera aproximación en cuencas pequeñas y medianas se puede considerar igual a su tiempo al pico promedio (T_p).

Paso 3. Para un valor del parámetro de forma (γ) de 3.975, se calcula el correspondiente valor del parámetro de escala (β) con la ecuación 4, al utilizar el T_p en segundos estimado en el paso anterior. Con base en los valores de $Q_{275} = Q_p$ y T_p , así como en la pareja de valores de γ y β , se calcula el volumen máximo (V) respectivo del hidrograma usando la ecuación 2 modificada:

$$V = \frac{Q_p \cdot \beta \cdot \Gamma(\gamma)}{(T_p / \beta)^{\gamma-1} \cdot e^{-T_p / \beta}} \quad (5)$$

En seguida se calcula y dibuja el hidrograma respectivo a través de la ecuación 2, el cual define la avenida de diseño, según la aproximación empírica propuesta. En la Figura 1 se muestran los hidrogramas estimados para las presas Madín y Belisario Domínguez.

Paso 4. El tránsito o paso de esta avenida de diseño por el embalse, al ser evacuada por el vertedor y además controlada por éste cuando tiene compuertas, define la elevación conocida como NAME o nivel de aguas máximas extraordinarias, misma que permite establecer el nivel mínimo de la corona de la cortina de la presa al sumarle el Bordo Libre (Springall, 1970), que es la altura de cortina que absorbe el oleaje que produce el viento, para que el agua no desborde sobre de ella ya que pudiera causar daños originando un riesgo de falla. Entonces, una presa será segura hidrológicamente si durante su proceso de revisión la nueva avenida de diseño define un NAME inferior al de proyecto, o al que tiene actualmente; en caso contrario, es insegura.

Then the corresponding hydrograph is calculated and drawn with Equation 2, which defines the design flood, according to the proposed empirical approach. Figure 1 shows the hydrographs estimated for the Madín and Belisario Domínguez dams.

Step 4. The transit or passage of the design flood through the reservoir when evacuated from the spillway and also controlled by it through the sluice-gates defines the elevation known as NAME or extraordinary maximum water level. This level allows to establish the minimum level of the dam curtain crown when adding freeboard (Springall, 1970), which is the embankment height that absorbs waves produced by the wind, so that water does not spill over and thus prevent any damage that could bring about a risk of failure. Then, a dam will be safe in hydrological terms if during its inspection process the new design flow defines a NAME below that of the project or the one it has at present; otherwise it is unsafe.

Empirical approach contrast

Table 5 presents the results of the empirical approach proposed, applied to the 16 dams studied, and their corresponding relative errors (E.R.) with respect to the bivariate solution values. This quantitative measure of contrast has the following general expression:

$$E. R. = \frac{AE - SB}{SB} \cdot 100 \quad (6)$$

where the relative error is expressed in percentage and has a negative value when the item (Q_{275} , V , T_p and T_b) of the empirical approach (AE) was lower than the respective magnitude (Q , V , T_p and T_b) of the bivariate solution (SB); whereas a

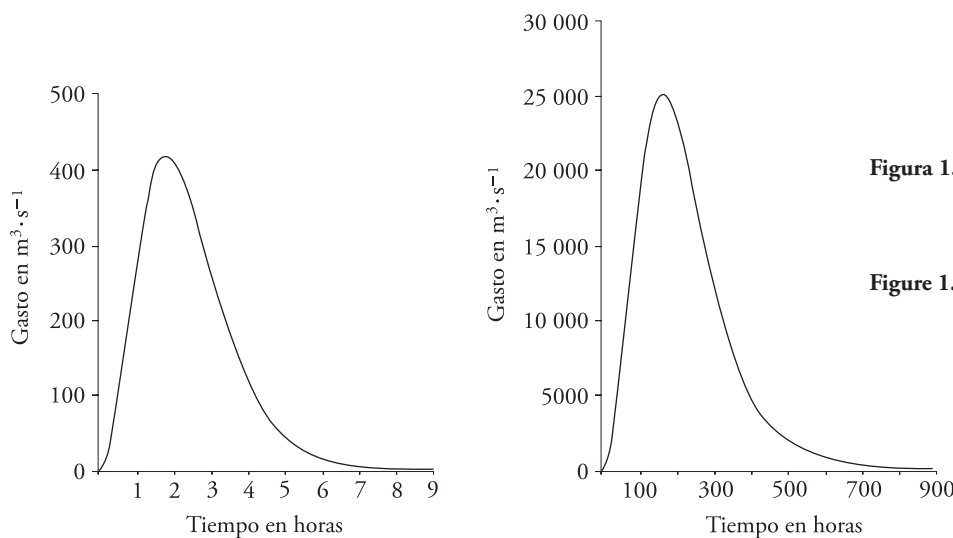


Figura 1. Hidrogramas de diseño según aproximación empírica en las presas Madín y Belisario Domínguez.

Figure 1. Design hydrographs in accordance with the empirical approach in the Madín and Belisario Domínguez dams

Contraste de la aproximación empírica

En el Cuadro 5 se presentan los resultados de la aproximación empírica propuesta, aplicada en las 16 presas analizadas, así como sus correspondientes errores relativos (E. R.) con respecto a los valores de la solución bivariada. Esta medida cuantitativa de contraste tiene la expresión general siguiente:

$$\text{E. R.} = \frac{AE - SB}{SB} 100 \quad (6)$$

donde el error relativo se expresa en porcentaje y presenta un valor negativo cuando el elemento (Q_{275} , V , Tp y Tb) de la aproximación empírica (AE) resultó menor que la magnitud respectiva (Q , V , Tp y Tb) de la solución bivariada (SB); en cambio, cuando conduzca a un valor positivo indica que el elemento estimado resultó superior al de la solución bivariada.

La estimación del Q_{275} se realizó con base en los resultados del Cuadro 2. El tiempo al pico de la aproximación empírica (Tp_{AE}) es la moda (Mo) del Cuadro 4; en cambio, el volumen asociado (V) se calcula como se indicó en el Paso 3. Debido a que el hidrograma Gamma tiene un decaimiento muy suave hacia el final, el Tb_{AE} se calculó con la ecuación 2 para el 0.5 % del Q_{275} . Los valores de la aproximación empírica y sus respectivos errores relativos según la ecuación 6 se muestran en el Cuadro 5.

positive value indicates that the estimated item was higher than the bivariate solution.

The Q_{275} estimate was based on results from Table 2. The peak time of the empirical approach (Tp_{AE}) is the mode (Mo) of Table 4, whereas the associated volume (V) is calculated as described in Step 3. Because the Gamma hydrograph has a very gentle decline towards the end, the Tb_{AE} was calculated with Equation 2 for 0.5% of Q_{275} . The values of the empirical approach and their respective relative errors according to equation 6 are shown in Table 5.

RESULTS AND DISCUSSION

Negative errors of peak flow, volume and base time

The discussion on the results of the empirical approach proposed should focus for safety only on the magnitudes of the elements of the bivariate solution that fail to match, i.e. leading to lower estimates. Table 6 shows this for peak flows in the Madin, Abelardo L. Rodríguez, Ignacio Allende, Adolfo Ruiz Cortines Belisario Domínguez, La Boquilla and Adolfo López Mateos (El Infiernillo) dams. The peak flows of the bivariate solution in these dams showed

Cuadro 5. Resultados de la aproximación empírica y sus errores relativos respecto a los valores de la solución bivariada.
Table 5. Results of the empirical approach and its relative errors as compared to the values of the bivariate solution.

No. Nombre de la presa:	Q_{AE} ($m^3 s^{-1}$)	E. R. de Q_{AE} (%)	Tp_{AE} (h)	E. R. de Tp_{AE} (%)	V_{AE} (Mm^3)	E. R. de V_{AE} (%)	Tb_{AE} (h)	E. R. de Tb_{AE} (%)
1. Madín	420.6	-20.6	1.815	45.2	4.1	11.4	7.6	100.0
2. Eustaquio Buelna (Guamúchil)	31 884.9	22.6	4.266	42.2	731.8	70.6	18.1	98.9
3. Josefá Ortiz de Dmz. (El Sabino)	1615.9	52.7	13.172	-72.3	114.5	-51.9	55.7	-55.4
4. Abelardo L. Rodríguez	1088.3	-21.1	35.141	116.9	205.7	70.0	149.0	206.0
5. Sanalona	5445.2	14.5	39.700	27.7	1163.0	45.6	167.5	79.7
6. Ignacio Allende (La Begoña)	2259.7	-4.6	12.816	-57.3	155.8	-60.5	54.2	-41.7
7. La Parota	30 778.5	31.0	30.987	-31.3	5130.9	-10.4	131.0	-3.1
8. Benito Juárez (El Marqués)	11 575.7	7.5	41.007	30.6	2553.7	39.9	173.2	83.9
9. Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari)	8949.9	-19.6	17.107	17.2	823.7	-7.0	70.3	60.5
10. Adolfo López Mateos (Humaya)	19 679.4	60.4	72.837	643.2	7711.4	1093.7	308.0	951.2
11. Belisario Dmz. (La Angostura)	25 174.6	-5.9	169.185	61.1	22 913.6	49.3	715.0	127.0
12. La Boquilla	4991.4	-12.5	57.630	10.8	1547.5	-0.1	244.0	57.4
13. Luis Donald Colosio (Huites)	43 474.2	36.7	45.913	60.5	10 738.3	118.7	194.0	126.1
14. V. Carranza (Don Martín)	7453.1	16.7	40.751	5.0	1634.0	21.9	172.5	48.2
15. Plutarco Elías Calles (El Novillo)	17 621.2	28.9	32.609	-38.4	3091.3	-20.9	137.6	-13.2
16. Adolfo López M. (El Infiernillo)	43 519.8	-11.6	58.244	8.5	13 636.6	-4.5	246.0	52.8
Valor mínimo negativo	-	-4.6	-	-31.3	-	-0.1	-	-3.1
Valor máximo negativo	-	-21.1	-	-72.3	-	-60.5	-	-55.4
Valor mínimo positivo	-	7.5	-	5.0	-	11.4	-	48.2
Valor máximo positivo	-	60.4	-	643.2	-	1093.7	-	951.2

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Errores negativos del gasto pico, volumen y tiempo base

La discusión sobre los resultados de la aproximación empírica propuesta debe enfocarse, por seguridad, exclusivamente en las magnitudes de los elementos de la solución bivariada que no logran igualar, es decir, que conducen a estimaciones inferiores. Para el gasto pico, se observa en el Cuadro 6 que ocurre en las presas Madín, Abelardo L. Rodríguez, Ignacio Allende, Adolfo Ruiz Cortines, Belisario Domínguez, La Boquilla y Adolfo López Mateos (El Infiernillo). Los gastos pico de la solución bivariada en estas presas mostraron los periodos de retorno más grandes como evento univariado (columna 2, Cuadro 3). Conviene destacar que las diferencias máximas entre los valores de la aproximación empírica y los de la solución bivariada no exceden 21 % como error relativo, esto en sólo tres de las siete presas mencionadas.

Además, en tres de las siete presas citadas (Cuadro 5), el error relativo respecto al volumen del hidrograma es positivo, es decir que la avenida de diseño estimada con la aproximación empírica muestra un volumen mayor que el encontrado en la solución bivariada. En otras tres presas este error es muy reducido y sólo en la presa Ignacio Allende tal volumen resultó deficiente, lo cual se debe a la adopción de un $Tp=12.8$ h, contra el aceptado en la solución bivariada de 30.0 h.

Con respecto al volumen del hidrograma, en el Cuadro 5 se observan sólo tres errores relativos negativos importantes, en las presas Josefa Ortiz de Domínguez, La Parota y Plutarco Elías Calles; esto es nuevamente debido a la adopción de un $Tp=Mo$

longer return periods as a univariate event (column 2, Table 3). It should be noted that the maximum differences between the values of the empirical approach and the bivariate solution do not exceed 21 % as relative error; this in only three of the seven dams mentioned.

In addition, in three of the seven dams mentioned above (Table 5), the relative error on the volume of the hydrograph is positive, meaning that the design flood estimated with the empirical approach shows a volume greater than that found in the bivariate solution. In three other dams this error was very small and only in the Ignacio Allende dam such volume was deficient, which is due to the adoption of a $Tp=12.8$ h, compared to that accepted in the bivariate solution of 30.0 h.

On the hydrograph volume, Table 5 shows only three major negative relative errors in the Josefa Ortiz de Domínguez, La Parota and Plutarco Elías Calles dams. This is again due to the adoption of a $Tp=Mo$ smaller than that of the bivariate solution. The values of Tp of the empirical approach of the bivariate solution are in each dam cited: 13.2-47.5, 30.9-45.1 and 32.6-52.9 h. As a logical consequence, only in the three previous reservoirs and the Ignacio Allende dam, the Tb of the empirical approach was lower than that of the bivariate solution.

Additional considerations for implementation purposes

The empirical approach developed and proven is based on average statistical characteristics observed in the bivariate solutions processed. Therefore, it can be supplemented with extreme conditions that take into account the dispersions observed, so that two additional hydrographs can be built, one more

Cuadro 6. Características hidrológicas estimadas de los hidrogramas esbelto, medio y aplanado y resultados de su tránsito en la presa Las Ánimas, Tamaulipas.

Table 6. Estimated hydrological characteristics of the slender, medium and flat hydrographs and results of their transit through the Las Ánimas dam, Tamaulipas.

Periodo de retorno (años)	Gasto pico ($m^3 \cdot s^{-1}$)	Tiempo al pico (h)	Parámetro β (s)	Volumen hidrograma (Mm^3)	Gasto de descarga ($m^3 \cdot s^{-1}$)	Carga hidráulica (m)	% Regul
550	1 415	5	6 050.4	38.1	109.7	0.322	≈ 7.8
275	1 220	11	13 310.9	72.2	229.2	0.526	≈ 18.8
150	1 060	40	48 403.4	228.1	589.8	0.989	≈ 55.6

menor al de la solución bivariada. Los valores del T_p de la aproximación empírica y de la solución bivariada son, en cada presa citada: 13.2-47.5, 30.9-45.1 y 32.6-52.9 h. Como consecuencia lógica, únicamente en los tres embalses anteriores y en la presa Ignacio Allende, el T_b de la aproximación empírica resultó inferior al de la solución bivariada.

Consideraciones adicionales para su aplicación práctica

La aproximación empírica desarrollada y contrastada se basa en las características estadísticas medias observadas en las soluciones bivariadas procesadas. Por tanto, puede ser complementada con condiciones de tipo extremo que consideren las dispersiones observadas, de manera que se pueden construir dos hidrogramas adicionales, uno más esbelto con un gasto pico más grande y otro aplanado pero de mayor volumen. El primero tendrá un gasto pico de un periodo de retorno de 550 años, el cual corresponde al máximo observado en el Cuadro 3 en las presas Madín y Adolfo Ruiz Cortines, pero su tiempo al pico será del 44 % de tiempo de concentración (T_c) estimado en la cuenca estudiada. Esto último proviene del Cuadro 4 y representa al valor mediano del cociente de los tiempos al pico mínimos observados entre el valor de la moda.

De manera similar se construye el hidrograma aplanado, con un gasto pico de periodo de retorno 150 años, valor que representa aproximadamente a los mínimos observados en el Cuadro 3 en las presas La Parota, Adolfo López Mateos (Humaya) y Luis Donaldo Colosio. Su tiempo al pico será de 3.71 veces el T_c , según valor mediano del Cuadro 4 para el cociente de los tiempos al pico máximos entre la moda.

Este complemento formulado a la aproximación empírica para obtener dos avenidas de diseño extremas, permite realizar un análisis elemental de búsqueda de la elevación máxima en el embalse (NAME), al transitar los tres hidrogramas calculados, de manera similar a como se hace exhaustivamente en el análisis bivariado (Aldama *et al.*, 2006).

En la aproximación empírica propuesta, una parte medular es la evaluación del tiempo de concentración de la cuenca, el cual equivale al tiempo pico. Por tanto, se sugiere abordar la estimación de este parámetro a través de los métodos del análisis

slender with a larger peak flow and the other flat but of higher volume. The first will have a peak flow of a return period of 550 years, which corresponds to the maximum observed in the Madin and Adolfo Ruiz Cortines dams (Table 3), but their peak time will be 44 % of the concentration time (T_c) estimated in the watershed under study. The latter is shown in Table 4 and represents the median value of the ratio of the lowest peak times observed in the mode value.

Similarly the flat hydrograph is built with a return period peak flow of 150 years, which represents approximately the lowest observed in Table 3 in the La Parota, Adolfo López Mateos (Humaya) and Luis Donaldo Colosio dams. Their peak time is 3.71 T_c times, according to the median value of Table 4 for the ratio of the maximum peak times between mode.

This supplement formulated for the empirical approach to obtain two extreme design floods allows to carry out a basic analysis of search of the maximum elevation in the reservoir (NAME), when routing through the reservoir the three hydrographs calculated, similar to what is done extensively in the bivariate analysis (Aldama *et al.*, 2006).

In the proposed empirical approach, a central aspect is the evaluation of the concentration time of the basin, which is equivalent to the peak time. Therefore, the suggestion is to address the estimation of this parameter through the methods of regional analysis, in order to make use of the information available over annual flow-volume in the geographic area where the dam or project under study is based, processing it as indicated to get the results of Table 4. For example, Table 1 shows that in the state of Sinaloa there are five dams, four of which have similar geographical conditions in their basins; whereas the Luis Donaldo Colosio dam has an extremely mountainous basin that differs from the others. Then, by taking to a scatterplot the watershed area (A) in km^2 on the abscissa and on the ordinate the mode value (Table 4) of the peak time (T_p), a logarithmic curve is defined whose coefficient of determination is 0.963, which allows estimates of T_p in basins without gauging in this region or geographical area of the country, and this is:

$$T_p = -262.744 + 83.637 \cdot \log A \quad (7)$$

regional, con el propósito de usar de la información disponible sobre gastos-volúmenes anuales en la zona geográfica donde está la presa o proyecto en estudio, procesándola como se indicó para llegar a los resultados del Cuadro 4. Por ejemplo, en el Cuadro 1 se observa que en el estado de Sinaloa hay cinco presas, de las cuales cuatro tienen condiciones geográficas similares en sus cuencas; en cambio la presa Luis Donaldo Colosio tiene una cuenca extremadamente montañosa que difiere de las demás. Entonces, al llevar a un gráfico de dispersión el área de cuenca (A) en km^2 en las abscisas y en las ordenadas el valor de la moda (Cuadro 4) del tiempo al pico (T_p), se define una curva logarítmica cuyo coeficiente de determinación es 0.963, la cual permite estimaciones del T_p en cuencas sin aforos de esta región o zona geográfica del país; esta es:

$$T_p = -262.744 + 83.637 \cdot \log \cdot A \quad (7)$$

Aplicaciones numéricas

Presa Las Ánimas (su nombre oficial es Estudiante Ramiro Caballero Dorantes)

Se localiza ($22^\circ 36' \text{ N}$ y $98^\circ 41' \text{ O}$) en el municipio de Mante, estado de Tamaulipas, y su construcción concluyó a principios de 1976. Es un vaso lateral con capacidad de conservación de 570 millones m^3 a la cota 51.70 m, abastecido por la presa derivadora Saca de Agua, ubicada sobre el Río Guayalejo de la Región Hidrológica No. 26 (Pánuco), para el suministro del riego de 54 400 ha. La presa Las Ánimas tiene una cuenca propia de 488 km^2 , su colector principal presenta un desarrollo de 38 km, con un desnivel total de 90 m, una pendiente media de 0.0018 y un tiempo de concentración estimado en 11 h. Las condiciones de suelo y su cobertura vegetal definen un número N de la curva de escurrimiento de 74. La información general e hidrológica anterior y otra que se usará después proviene de Castillo (1996)^[1].

Al no existir registros hidrométricos disponibles en el cauce de la cuenca propia, ni en su zona geográfica aledaña, la estimación de las crecientes de diseño necesarias en la aproximación empírica presentada, se realizó con el método hidrológico del hidrograma

Numerical applications

Las Ánimas dam (its official name is Estudiante Ramiro Caballero Dorantes)

It is located ($22^\circ 36' \text{ N}$ and $98^\circ 41' \text{ W}$) in the municipality of Mante, Tamaulipas, and its construction was completed in early 1976. It is a side reservoir with a conservation capacity of 570 million m^3 at a depth of 51.70 m, supplied by the Saca de Agua diversion dam, located on the Río Guayalejo of the hydrologic region No. 26 (Pánuco) for the irrigation supply of 54 400 ha. The Las Animas dam has its own watershed of 488 km^2 ; its main collector has a development of 38 km, with a total incline of 90 m, an average slope of 0.0018 and a time of concentration estimated in 11 h. The soil conditions and plant cover define an N number of the runoff curve of 74. General and hydrological information above and another that is then used comes from Castillo (1996)^[1].

In the absence of available hydrological records in the river of watershed itself, or in the local geographical area, the estimation of the design floods needed in the empirical approach presented here was made with the hydrological method of the triangular unitary hydrograph (HUT) (Miller and Clark, 1966; Miller *et al.*, 1977; Campos, 1991). The application of this method begins by selecting a base pluviograph rain gauge station to obtain the necessary 24 rainfalls of design having return periods of 150, 275 and 550 years and durations of 1 to 6 h in time increments, and 12 and 24 h. Since there is no nearby pluviograph rain gauge station, a base pluviometer station is used in accordance with the following estimation procedure.

In the vicinity of the embankment the pluviometer station Las Ánimas is located, keyed 28137 in the ERIC III system (IMTA, 2007) and a record of annual maximum daily rainfall of 33 years from 1972 to 2005, missing the year 2003. The probabilistic analysis of the register mentioned, based on various probability distributions led to standard errors of adjustment (Kite, 1977) and quite similar predictions; thus the results adopted were those of the TERC model (Campos, 2008a) recommended

¹ Castillo R., D. 1996. Revisión de la Seguridad Hidráulica de la presa "Estudiante Ramiro Caballero Dorantes" (Las Ánimas), ubicada en el municipio de Mante, Tam. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México. 109 p.

unitario triangular (HUT) (Miller y Clark, 1966; Miller *et al.*, 1977; Campos, 1991). La aplicación de este método comienza seleccionando una estación pluviográfica base, para obtener las 24 lluvias de diseño necesarias que tienen periodos de retorno de 150, 275 y 550 años y duraciones de 1 a 6 h en incrementos horarios y de 12 y 24 h. Como no hay una estación pluviográfica cercana, se usa una estación pluviométrica base según el siguiente procedimiento de estimación.

En las proximidades de la cortina de la presa se ubica la estación pluviométrica Las Ánimas, con clave 28137 en el sistema ERIC III (IMTA, 2007) y un registro de lluvias diarias máximas anuales de 33 años desde 1972 a 2005, y falta el año 2003. El análisis probabilístico del registro citado, con base en diversas distribuciones de probabilidad condujo a errores estándar de ajuste (Kite, 1977) y predicciones bastante similares; por tanto, se adoptaron los resultados del modelo TERC (Campos, 2008a) recomendado para tal variable climática (Etoh *et al.*, 1987). Las predicciones diarias asociadas a los periodos de retorno de 10, 25, 50, 150, 275 y 550 años, fueron 123.2, 146.5, 165.0, 196.1, 214.3 y 236.0 milímetros.

En el cuaderno de curvas isoyetas (SCT, 1990) se obtuvieron para el centro de gravedad de la cuenca propia, las lluvias de duración una hora y periodos de retorno de 10, 25 y 50 años; éstas fueron: 68, 78 y 83 milímetros. Con base en estos valores y los anteriormente citados, se evaluó el llamado cociente lluvia-duración (R) definido por Chen (1983) como:

$$R = \frac{P_1^{\text{Tr}}}{P_{24}^{\text{Tr}}} \quad (8)$$

La transformación de lluvias diarias a 24 h de duración se realiza multiplicando a las primeras por 1.13 (Weiss, 1964). El promedio de los tres cocientes R evaluados fue 0.468.

Para realizar la distribución en el tiempo de las lluvias de diseño se usó la ecuación de la envolvente mundial de lluvias máximas (WMO, 1973):

$$P_D^{\text{Tr}} = \alpha \cdot D^\beta \quad (9)$$

siendo P_D^{Tr} la precipitación en milímetros de duración D en horas y periodo de retorno Tr en años, y α

for such climatic variable (Etoh *et al.*, 1987). The daily predictions associated with the return periods 10, 25, 50, 150, 275 and 550 years were 123.2, 146.5, 165.0, 196.1, 214.3 and 236.0 millimeters.

In the book of isohyets curves (SCT, 1990), at the center of gravity of the basin itself, rains lasting one hour were registered, as well as return periods of 10, 25 and 50 years. These were: 68, 78 and 83 millimeters. Based on these values and those cited above, the so-called rain-duration ratio (R) was evaluated, defined by Chen (1983) as:

$$R = \frac{P_1^{\text{Tr}}}{P_{24}^{\text{Tr}}} \quad (8)$$

The transformation of daily rainfall to 24 h duration is performed by multiplying the first ones by 1.13 (Weiss, 1964). The average of three R ratios evaluated was 0.468.

To make the distribution during the time of design rainfall, the world envelope maximum rainfall equation was used (WMO, 1973):

$$P_D^{\text{Tr}} = \alpha \cdot D^\beta \quad (9)$$

being P_D^{Tr} the precipitation in millimeters of duration D in hours and Tr return period in years, and α and β the adjustment parameters, obtained as shown below. For each design Tr the daily rainfall is transformed to 24 h and that of 1 h is obtained by multiplying it by the R ratio. This value equals the a parameter sought because $D=1$. In equation 9 the following values are replaced: P_{24}^{Tr} , α and $D=24$ to clear out β corresponding to each Tr . Finally, the expression 9 is applied with α and β evaluated in each Tr to obtain the eight design rainfalls expected.

By applying the HUT method, with the physical data of the own watershed area, concentration time, N number, group of type C soils and the estimated design rainfalls, the maximum flows were obtained, as required by the empirical approach. They are shown in the second column of Table 6. Then equation 4 was applied to assess the scaling parameters (β) of the design hydrographs, using as peak time (T_p) the time of concentration value estimated in 11 h in the medium hydrograph ($\text{Tr}=275$ years), the T_p 0.44 in the slender hydrograph ($\text{Tr}=550$ years) and 3.71 times T_p in the flat one ($\text{Tr}=150$ years). Equation 5

y β los parámetros de ajuste, obtenidos como se detalla a continuación. Para cada T_r de diseño se transforma la lluvia diaria a 24 h y se obtiene la de 1 h al multiplicarla por el cociente R . Este valor equivale al parámetro α buscado, ya que $D=1$. Se sustituyen en la ecuación 9 los valores siguientes: P_{24}^{Tr} , α y $D=24$ para despejar a β correspondiente a cada T_r . Por último, se aplica la expresión 9 con α y β evaluados en cada T_r para obtener las ocho lluvias de diseño buscadas.

Al aplicar el método del HUT, con los datos físicos citados de área de cuenca propia, tiempo de concentración, número N , grupo de suelos tipo C y las lluvias de diseño estimadas, se obtuvieron los gastos máximos mostrados en la columna 2 (Cuadro 6) requeridos por la aproximación empírica. Luego se aplicó la ecuación 4 para evaluar los parámetros de escala (β) de los hidrogramas de diseño, usando como tiempo al pico (T_p) el valor del tiempo de concentración estimado en 11 h, en el hidrograma medio ($T_r=275$ años), el 0.44 del T_p en el hidrograma esbelto ($T_r=550$ años) y 3.71 veces el T_p en el aplanado ($T_r=150$ años). Se usa la ecuación 5 para estimar el volumen de cada hidrograma, según su valor de gasto pico, parámetro β , valor del T_p y un valor de $\gamma=3.975$; los resultados se muestran en la columna 5 (Cuadro 6), en millones de m^3 (Mm^3).

La presa Las Ánimas tiene un vertedor de cresta libre de 300 m de longitud con coeficiente de descarga de 2.0 y su creciente de diseño establece un NAME a la cota 52.35 m, por lo cual la carga hidráulica es de 65 cm. Las características físicas del vaso han sido definidas por la expresión: $V=6.953 \cdot 10^{-8} \cdot H^{9.289}$, donde V es el volumen almacenado en m^3 a la cota H en m. El tránsito de los hidrogramas esbelto, medio y aplanado a través del programa REGUL (Campos, 1994), se realizó discretizando éstos en duraciones de 0.25, 0.50 y 2.0 h, con base en la ecuación 2. Los gastos máximos de descarga, la carga hidráulica generada y el porcentaje de regulación o cociente entre gastos máximos de salida y entrada se muestran en las tres últimas columnas del Cuadro 6.

El análisis de los resultados del Cuadro 6 indica que en la presa Las Ánimas las crecientes de gasto pico bajo y gran volumen son más peligrosas. En este caso el hidrograma aplanado invade en 34 cm el bordo libre, pues la carga hidráulica que genera es

is applied to estimate the volume of each hydrograph, according to its peak flow value, β parameter, the T_p value and the value of $\gamma=3.975$; the results are shown in the fifth column of Table 6, in millions m^3 (Mm^3).

The Las Ánimas dam has a free crest spillway of 300 m long with a discharge coefficient of 2.0 and its design flood sets its NAME at a depth of 52.35 m, thus the hydraulic loading is 65 cm. The physical characteristics of the vessel have been defined by the expression: $V=6.953 \cdot 10^{-8} \cdot H^{9.289}$, where V is the volume stored in m^3 at depth H in m. The transit of the slender, medium and flattened hydrographs through the REGUL program (Campos, 1994) was made by discretizing these along lengths of 0.25, 0.50 and 2.0 h, based on equation 2. The maximum flows, the hydraulic load generated and the regulation percentage or ratio of maximum input and output flows are shown in the three last columns of Table 6.

The analysis of the results in Table 6 indicates that in the Las Ánimas dam the low peak flow and big volume floods are more dangerous. In this case the flattened hydrograph invades by 34 cm the freeboard, because the hydraulic load that generates is higher than that of the design. Fortunately, the freeboard of this dam is 2.65 m, as the crown of the embankment reaches 55.0 m height. In summary, the Las Ánimas dam is considered safe, from a hydrological viewpoint.

Project under construction El Zapotillo, Jalisco

It is a storage dam with a conservation capacity of 911 Mm^3 , which is being built on Río Verde, a tributary of the Río Santiago in the Region Hidrológica No. 12 Parcial, to supply drinking water to the city of León, Guanajuato, and northern suburbs area of Guadalajara, Jalisco. All the general hydrological information mentioned then comes from the page of the Comisión Nacional del Agua (www.conagua.gob) in the section "Bases de Licitación" of November 2008 and "Proyectos Emblemáticos". The project coordinates are 21° 08' 20" N, 102° 48' 31" W; its basin area is 17 617 km^2 , its length of main sewer is approximately 320 km, with an average slope of 0.0031, and an estimated time of concentration of 54 h, with an average speed for the flood wave of 6 $km \cdot h^{-1}$ (Heras, 1979).

superior al diseño. Afortunadamente el bordo libre de esta presa es de 2.65 m, ya que la corona de la cortina llega a la cota 55.0 m. En resumen, la presa Las Ánimas se considera segura desde un punto de vista hidrológico.

Proyecto en construcción El Zapotillo, Jalisco

Es una presa de almacenamiento con capacidad de conservación de 911 Mm^3 , que se construye sobre Río Verde, afluente del Río Santiago en la Región Hidrológica No. 12 Parcial, para abastecer agua potable a la ciudad de León, estado de Guanajuato, y zona conurbada del norte de Guadalajara, estado de Jalisco. Toda la información general e hidrológica mencionada posteriormente, procede de la página de la Comisión Nacional del Agua (www.conagua.gob) en los conceptos de "Bases de Licitación" de noviembre de 2008 y "Proyectos Emblemáticos". Las coordenadas del proyecto son $21^\circ 08' 20'' \text{ N}$ y $102^\circ 48' 31'' \text{ O}$, su área de cuenca es $17\,617 \text{ km}^2$, su longitud de colector principal es aproximadamente 320 km, con una pendiente media de 0.0031, por lo que se calcula 54 h de tiempo de concentración, al aceptar una velocidad promedio para la onda de la creciente de $6 \text{ km}\cdot\text{h}^{-1}$ (Heras, 1979).

Aguas abajo de la presa El Zapotillo, también sobre el Río Verde, se localiza la estación hidrométrica La Cuña, cuya información procedente del sistema BANDAS (IMTA, 2003) es la siguiente: clave 12504, área drenada $19\,097 \text{ km}^2$, registro de 52 años de gastos máximos anuales en el periodo 1947-2002 (faltan los años 1983 a 1985, y el año 1989). Después de corregir el registro citado por un factor de 0.9225, obtenido al relacionar el área de cuenca del proyecto entre la de la estación de aforos, se procesó probabilísticamente ajustando diversas funciones de distribución. Se aceptó la que condujo al menor error estándar de ajuste (Kite, 1977), que fue el modelo General de Valores Extremos con un valor de $94 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ y las predicciones (Qp) relativas a los periodos de retorno (Tr) de 550, 275 y 150 años, requeridas por la aproximación empírica propuesta, mostradas en la segunda columna del Cuadro 7.

Luego se usó la ecuación 4 para obtener los valores del parámetro de escala (β) (cuarta columna, Cuadro 7), con el parámetro de forma $\gamma=3.975$ que define la aproximación empírica y el 0.44 y 3.71 del tiempo al pico (Tp), el cual se acepta igual al tiempo

Downstream the El Zapotillo dam also on Río Verde, the hydrometric station La Cuña is located, whose information from the system BANDAS (IMTA, 2003) is the following: key 12504, $19\,097 \text{ km}^2$ drained area, a 52-year record of annual maximum flows for the period 1947-2002 (missing the years 1983 to 1985 and 1989). After correcting the record cited by a 0.9225 factor obtained by relating the basin area project to the gauging station, it was probabilistically processed adjusting various distribution functions. The one leading to the lowest standard error of adjustment was accepted (Kite, 1977), which was the General Extreme Values model with a value of $94 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ and the predictions (Qp) for the return periods (Tr) of 550, 275 and 150 years, required by the proposed empirical approach, shown in the second column of Table 7.

Then equation 4 was used to obtain the values of the scale parameter (β) (fourth column, Table 7), with the shape parameter $\gamma=3.975$ that defines the empirical approach and the 0.44 and 3.71 of the peak time (Tp), which is accepted equals to concentration time (54 h). Then the volumes (V) of each design hydrograph are determined applying equation 5, using $\gamma=3.975$ and each one of the peak flow values, Tp and β shown in Table 7; the results are in the fifth column, Table 7. Based on Equation 2, the flows ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$) to be recorded by each design hydrograph are obtained, in accordance with the time increment taken and their characteristic values of $\gamma=3.975$, Tp , β and V . For the slender, medium and flattened hydrographs the time increases adopted were 30 min, 1 h and 3 h.

The El Zapotillo dam will have a spillway of exceedances located in the body of the roller compacted concrete embankment, of 132 m crest length, with a discharge coefficient of 2.0 and a rise at elevation 1650 m. The physical characteristics of the reservoir are ruled by the equation $V=2.1189\cdot 10^{-4}\cdot H^{5.8055}$ where V is in m^3 and H is the elevation (m) considering the zero level to 1500 m. The results of the transits through the reservoir of the design hydrographs using the REGUL program (Campos, 1994) at maximum discharge flow, hydraulic load generated over the spillway and regulation percentage are shown in the last three columns of Table 7.

The El Zapotillo dam has determined a NAME of the project at a depth of 1655 m, i.e., a hydraulic

Cuadro 7. Características hidrológicas estimadas de los hidrogramas esbelto, medio y aplanado y resultados de su tránsito en la presa El Zapotillo, Jalisco.

Table 7. Estimated hydrological characteristics of the slender, medium and flat hydrographs and results of their transit through the El Zapotillo dam, Jalisco.

Periodo de retorno (años)	Gasto pico ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	Tiempo al pico (h)	Parámetro β (s)	Volumen hidrograma (Mm^3)	Gasto de descarga ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	Carga hidráulica (m)	% Regul
550	4 695	24	28 751.6	600.2	3412.6	5.508	≈ 72.7
275	3 622	54	65 344.5	1052.2	3289.4	5.375	≈ 90.8
150	2 875	200	242 428.2	3098.7	2854.8	4.890	≈ 99.3

de concentración (54 h). Después se determinan los volúmenes (V) que tendrá cada hidrograma de diseño, mediante la ecuación 5 al usar $\gamma=3.975$ y cada uno de los valores de gasto pico, T_p y β mostrados en el Cuadro 7; los resultados están en la quinta columna del Cuadro 7. Con base en la ecuación 2 se obtienen los gastos ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) que tendrá cada hidrograma de diseño, según el incremento de tiempo adoptado y sus valores característicos de $\gamma=3.975$, T_p , β y V . Para los hidrogramas esbelto, medio y aplanado los incrementos adoptados fueron 30 min, 1 h y 3 h.

La presa El Zapotillo tendrá un vertedor de excesencias ubicado en el cuerpo de la cortina de concreto rodillado, de 132 m de longitud de cresta, con un coeficiente de descarga de 2.0 y una elevación en la cota 1650 m. Las características físicas del vaso están regidas por la ecuación $V=2.1189 \cdot 10^{-4} \cdot H^{5.8055}$, en la cual V está en m^3 y H es la elevación (m) considerando la cota cero a la elevación 1500 m. Los resultados de los tránsitos por el vaso de los hidrogramas de diseño al usar el programa REGUL (Campos, 1994), en gasto máximo de descarga, carga hidráulica generada sobre el vertedor y porcentaje de regularización, se muestran en las tres últimas columnas del Cuadro 7.

La presa El Zapotillo tiene definido un NAME de proyecto a la cota 1655 m, es decir, una carga hidráulica de 5.00 m. Entonces, de acuerdo con los resultados del presente estudio realizado con base en la aproximación empírica propuesta, la presa es insegura, ya que los hidrogramas esbelto y medio generan cargas hidráulicas mayores a la de diseño. Por tanto, deberá realizarse un estudio bivariado, así como una estimación hidrometeorológica de la creciente de diseño de la obra en construcción. Además, aunque la cortina es de tipo rígido, debe tener un bordo libre de un mínimo de 90 cm (Lewis *et al.*, 1977).

load of 5.00 m. Therefore, according to the results of this study based on the empirical approach proposed, the dam is unsafe, since the slender and medium hydrographs generate hydraulic loads bigger than the design. Therefore, a bivariate study should be conducted, as well as a hydrometeorological estimate of the design flood of the construction site. Furthermore, although the embankment is rigid, it must have a freeboard of at least 90 cm (Lewis *et al.*, 1977).

The numerical applications described show the management of the hydrological information available to carry out the necessary estimates for the empirical approach developed.

CONCLUSIONS

The analysis of the results in Table 5 indicates that the empirical approach developed is an approximate and reliable procedure.

Another advantage of the proposed empirical approach is that it requires assessments of maximum flows with low return periods, such as 150, 275 and 550 years. These estimates will always be more reliable and accurate than the corresponding recurrence intervals of 1000 or 10 000 years, or both.

—End of the English version—



Las aplicaciones numéricas descritas muestran el manejo de la información hidrológica disponible, para realizar las estimaciones necesarias en la aproximación empírica desarrollada.

CONCLUSIONES

El análisis de los resultados del Cuadro 5 indica que la aproximación empírica desarrollada es un procedimiento aproximado y confiable.

Otra ventaja de la aproximación empírica propuesta consiste en requerir evaluaciones del gasto máximo con periodos de retorno bajos, como son 150, 275 y 550 años, cuya estimación siempre será más confiable y exacta que las correspondientes a intervalos de recurrencia de 1000 o 10 000 años.

LITERATURA CITADA

- Aldama, A. A., y A. I. Ramírez O. 1999. Hidrología de Presas: Un nuevo enfoque tecnológico. *In: El Desarrollo de las Presas en México. Avances en Hidráulica 5. AMH-IMTA. Jiutepec, Morelos.* pp: 117-127.
- Aldama, A. A., A. I. Ramírez, J. Aparicio, R. Mejía, y G. E. Ortega. 2006. Seguridad Hidrológica de las Presas en México. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos. 190 p.
- Campos A., D. F. 1991. Programa para el método del hidrograma unitario triangular de estimación de crecientes. *In: XVII Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, A. C. Monterrey, N. L.* pp: 109-113.
- Campos A., D. F. 1994. Modelo matemático determinístico para pronóstico de crecientes en cuencas rurales. *Ing. Hidráulica Méx. IX:* 43-62.
- Campos A., D. F. 2001. Contraste de cinco métodos de ajuste de la distribución GVE en 31 registros históricos de eventos máximos anuales. *Ingeniería Hidráulica Méx. XVI:* 77-92.
- Campos A., D. F. 2005. FDP Gamma Mixta. *In: Agroclimatología Cuantitativa de Cultivos. Editorial Trillas. México, D. F.* pp: 267-281.
- Campos A., D. F. 2006. Análisis probabilístico con métodos regionales. *In: Análisis Probabilístico Univariado de Datos Hidrológicos. Avances en Hidráulica 13. AMH-IMTA. México, D. F.* pp: 133-161.
- Campos A., D. F. 2008a. Descripción y aplicación de la distribución TERC para obtener predicciones de precipitación máxima diaria. *In: XX Congreso Nacional de Hidráulica, Tema: Hidrología Superficial y Subterránea, Ponencia 9. Toluca, Estado de México.*
- Campos A., D. F. 2008b. Procedimiento para revisión (sin hidrometría) de la seguridad hidrológica de presas pequeñas para riego. *Agrociencia 42:* 551-563.
- Croley, T. E. 1980. Gamma synthetic hydrographs. *In: Hydrologic and Hydraulic calculation in Basic for small computers. University of Iowa. Iowa, USA.* pp: 26-49.
- Chen, C-I. 1983. Rainfall Intensity-Duration-Frequency formulas. *J. Hydraulics Eng.* 109: 1603-1621.
- Davis, P. J. 1972. Gamma function and related functions. *In: Abramowitz, M., and I. A. Stegun (eds). Handbook of Mathematical Functions. Dover Publications, Inc. New York, USA.* pp: 255-293.
- Del Razo, V. 1999. Rehabilitación y/o Modificación de Presas. *In: El Desarrollo de las Presas en México. Avances en Hidráulica 5. AMH-IMTA. Jiutepec, Morelos.* pp: 43-62.
- Escalante S., C. A., y L. Reyes Ch. 2000. Estimación regional de avenidas de diseño. *Ingeniería Hidráulica Méx. XV:* 47-61.
- Etoh, T., A. Murota, and M. Nakanishi. 1984. SQRT-Exponential Type Distribution of Maximum. *In: Singh, V. P. (ed). Hydrologic Frequency Modeling. D. Reidel Publishing Company. Dordrecht, Holland.* pp: 253-264.
- Heras R., R. 1979. Métodos Hidrológicos. *In: Metodología y Normas de Cálculo de Crecidas de Proyecto. Centro de Estudios Hidrográficos. Dirección General de Obras Públicas. Madrid, España.* pp: 24-43.
- IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua). 2003. Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). 8 CD. Comisión Nacional del Agua-Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales-IMTA. Jiutepec, Morelos.
- IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua). 2007. ERIC III: Extractor Rápido de Información Climatológica. 1 CD, V.I.O. Comisión Nacional del Agua-Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales-IMTA. Jiutepec, Morelos.
- Kite, G. W. 1977. Comparison of frequency distributions. *In: Frequency and Risk Analyses in Hydrology. Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado, USA.* pp: 156-168.
- Lewis, A. T., J. S. Conrad, L. M. Christiansen, and E. L. Watson. 1977. Concrete Gravity Dams. *In: Design of Small Dams. U. S. Bureau of Reclamation. Washington, D.C., USA.* pp: 329-344.
- Miller, D. L., y R. A. Clark. 1966. Estudio de avenidas. *In: Diseño de Presas Pequeñas. U. S. Department of the Interior. CECSA. México, D. F.* pp: 53-95.
- Miller, D. L., R. A. Clark, and S. Schamach. 1977. Flood studies. *In: Design of Small Dams. U. S. Bureau of Reclamation. Washington, D. C., USA.* pp: 37-95.
- Oliva, C. 1999. Estado actual de las presas. Breve reseña histórica. *In: El Desarrollo de las Presas en México. Avances en Hidráulica 5. AMH-IMTA. Jiutepec, Morelos.* pp: 33-37.
- Ramírez O., A. I., y A. A. Aldama. 2000. Estimación de avenidas para diseño de vasos. *In: Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. Avances en Hidráulica 7. AMH-IMTA. Jiutepec, Morelos.* pp: 59-105.
- SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes). 1990. ISOYETAS de Intensidad-Duración-Frecuencia. República Mexicana. Subsecretaría de Infraestructura de la S.C.T. México, D. F. 495 p.
- Snider, D. 1972. Hydrographs. *In: National Engineering Handbook. Section 4: Hydrology. U. S. Soil Conservation Service. Washington, D. C., USA.* pp: 16.1-16.26.
- Springall, R. 1970. Libre Bordo en Presas. Publicación No. 264. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, D. F. 14 p.
- Témez P., J. R. 1978. Tiempo de concentración. *In: Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, España.* pp: 79-92.
- Weiss, L. L. 1964. Ratio of true fixed-interval maximum rainfall. *J. Hydraulics Division 90:* 77-82.
- WMO (World Meteorological Organization). 1973. Greatest known rainfalls. *In: Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology Report No. 1. Geneva, Switzerland.* pp:175-179.