

Actualización de avenidas de diseño de la presa Luis L. León

Carrizosa, E.E.¹, Arganis, J. M.L.^{1,2}, Domínguez, M. R.^{1,2}

Instituto de Ingeniería¹, Facultad de Ingeniería², Universidad Nacional Autónoma de México

ecae@pumas.iingen.unam.mx; MArganisJ@iingen.unam.mx; rdm@pumas.iingen.unam.mx

1 Introducción

La situación geográfica de México hace que diversas zonas del país estén sujetas a eventos meteorológicos extremos en distintas épocas del año; una gran cantidad de presas de almacenamiento y de control de avenidas fueron construidas hace más de 40 años, por lo que los valores del caudal de diseño de sus obras de excedencias deben verificarse periódicamente ya que desde esa época podrían haber ocurrido eventos de mayor o igual magnitud a los obtenidos con los pocos datos existentes del proyecto original.

La determinación de avenidas de diseño de obras de excedencias y grandes embalses, considerando análisis univariados y bivariados ha sido motivo de trabajos como los de Kelman et al., 1987, Vázquez et al, 1996, Rivera y Escalante, 1999, Ramírez y Aldama, 2000, Jiménez, 2000; Hernández, 2001, Escalante, 2007 etc. En estos casos es importante considerar en la forma de la hidrograma de diseño tanto al gasto de pico como el volumen de la avenida.

En este trabajo se presenta la actualización de la estimación de las avenidas de diseño para periodos de retorno de 100 y 10000 años de la presa Luis L. León, Chih., que constituye uno de los almacenamientos dentro de todo un conjunto de presas que regula los escurrimientos del río Bravo, en el norte de México (Figura 1). Posteriormente se realizó el tránsito de las avenidas correspondientes a periodos de retorno de 100 y 10,000 años con una propuesta de política de operación del vertedor de excedencias, para hacer una estimación de los posibles caudales de salida máximos así como la elevación máxima que podría alcanzarse en el vaso ante eventos de esa naturaleza. Las avenidas de diseño se obtuvieron usando el método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México que se ha aplicado en distintas cuencas del país y validado en algunas de ellas (Domínguez et al., 2010).

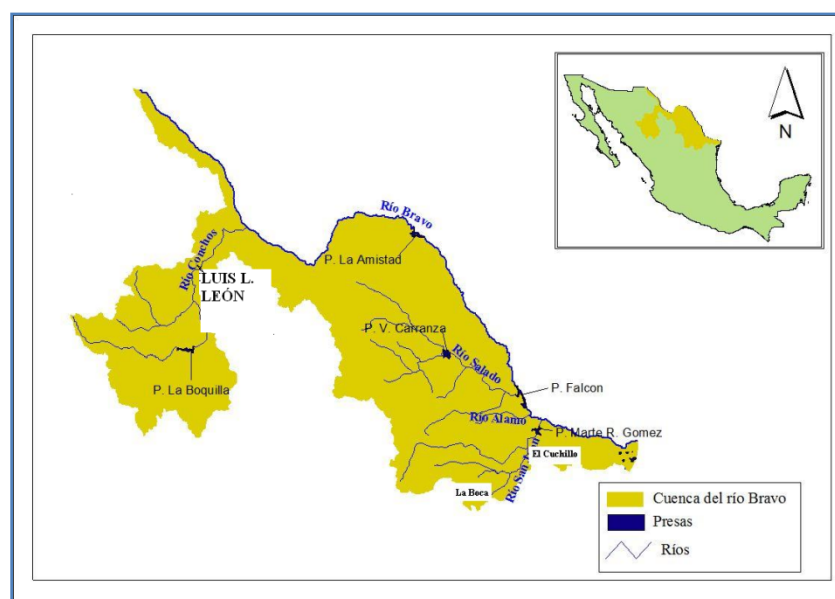


Figura 1 Ubicación de la presa Luis L. León, Chih., Cuenca del Río Bravo, México

2. Metodología

2.1 Método del Instituto de Ingeniería para determinar avenidas de diseño

El procedimiento utilizado permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados. Para ello se determinan los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones. El gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual. Para obtener los gastos medios máximos para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice:

$$\bar{Q}_{M_n} = \max_i \left(\frac{\sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \quad [1]$$

Donde: \bar{Q}_{M_n} es el gasto medio máximo para n días de duración, Q_k gasto medio diario el día k , n duración en días, i contador del día en que inicia el lapso de duración n .

Para cada duración se obtiene la función de distribución de probabilidades que mejor se ajuste a la muestra de gastos medios máximos anuales, de acuerdo con el criterio del menor error estándar de ajuste obtenido como (Jiménez, 1996):

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \hat{x}_i)^2}{np - 1}} \quad [2]$$

Donde: x_i dato medido, \hat{x}_i valor calculado, np número de parámetros de la función de distribución de probabilidades

A partir de las funciones de distribución de probabilidades obtenidas se determinan los gastos medios máximos para distintos periodos de retorno. La avenida de diseño se construye calculando en forma recursiva los gastos diarios, Q_n , a partir del concepto de gasto medio, es decir:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i \quad [3]$$

Para definir la forma de la avenida se usa el método de alternar bloques (Domínguez et al., 1981), en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (Q_1), hacia delante se coloca el gasto (Q_2), hacia atrás el gasto (Q_3), y así sucesivamente.

2.2 Tránsito de avenidas

El tránsito de avenidas se simula mediante un algoritmo numérico que resuelve la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad [4]$$

$$\frac{dV}{dt}$$

Donde I es el gasto de entrada al vaso, [L³/T], O es el gasto de salida, [L³/T], $\frac{dV}{dt}$ es la variación en el volumen de almacenamiento con respecto al tiempo, [L³/T].

La ecuación anterior se resuelve utilizando un esquema en diferencias finitas de la forma:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad [5]$$

Donde: Δt es el incremento en el tiempo seleccionado para realizar el tránsito [T], i, i+1 subíndices de los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo

La ecuación (5) tiene dos incógnitas (O_{i+1} y V_{i+1}) por lo que se resuelve en conjunto con la relación elevaciones-volúmenes - descargas del embalse.

2.3 Sitio de Estudio y datos de entrada

2.3.1 Descripción de la presa Luis L. León

La presa Luis L. León (conocida como “El Granero”) se encuentra aproximadamente 90 km al noreste de la ciudad de Chihuahua, 20 km aguas arriba de la población “Pueblito”, sobre el río Conchos, en el municipio de los Aldama, Chih., México. Se construyó en 1968 con el fin de controlar avenidas y aprovechar en riego las aguas del río Conchos; está formada por una cortina de enrocamiento, provista en su margen izquierda de un vertedor de 50 m de longitud con 5 compuertas radiales de 5m de base y 15.10 m de altura, y en su margen derecha, de una obra de toma formada por dos conductos en túnel. El gasto de diseño de su obra de excedencias es de 7000 m³/s. La presa Luis L. León, Chih. se encuentra aguas abajo de diversas presas que operan tanto en serie como en paralelo (Figura 2), entre ellas, la presa Chihuahua que trabaja en paralelo con la presa el Rejón, la presa Francisco I. Madero, la presa La Boquilla que operan en paralelo con las presas san Gabriel y Pico del Águila que trabajan en serie.

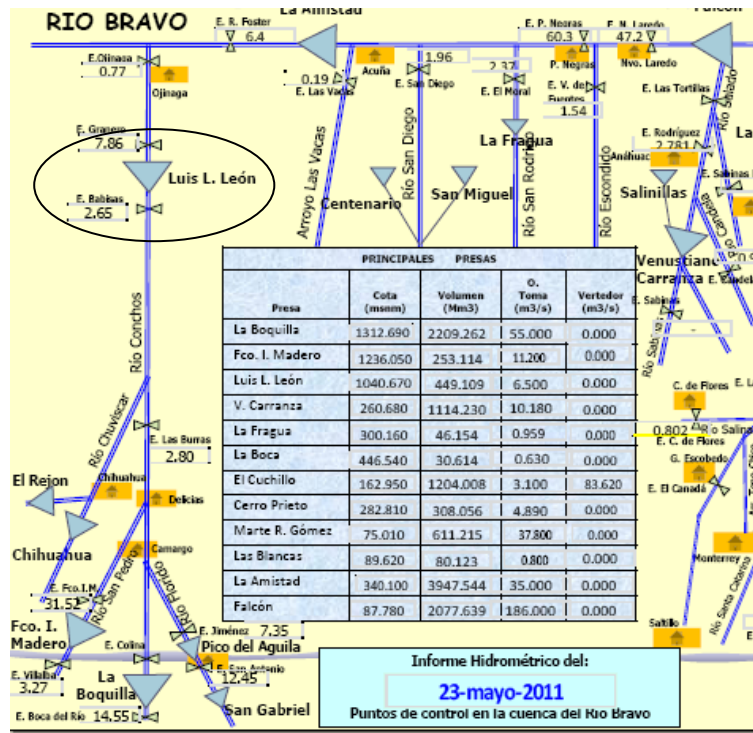


Figura 2 Esquema de la ubicación de la presa Luis L. León dentro del sistema de presas del Río Bravo, México

2.3.2 Datos de entrada

Las entradas a la presa Luis L. León se estimaron con base en datos del funcionamiento de la presa, complementados con los de las estaciones hidrométricas ubicadas aguas arriba. Con ello se completó el registro de 1967 a 1974 y de 1976 al 2002.

Para efectos del tránsito de avenidas se consideró la curva elevaciones capacidades del vaso y se propusieron tres políticas de operación para la obra de excedencias, una de descarga libre, y dos políticas de descarga controlada como se indica en la Figura 3. El incremento de tiempo del tránsito se consideró de una hora.

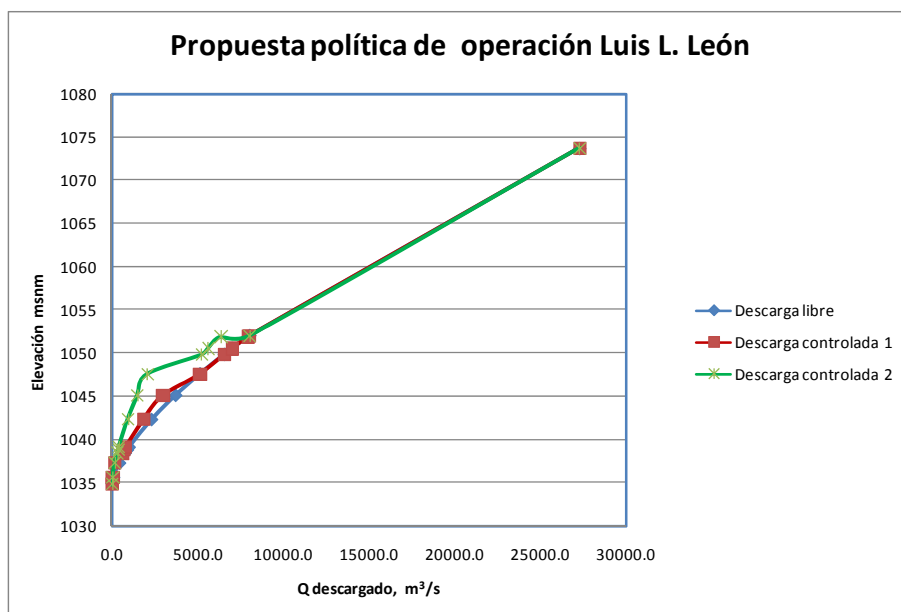


Figura 3 Políticas de operación libre y controladas 1 y 2. Presa Luis L. León, Chih.

3. Resultados y discusión

3.1 Avenidas de diseño

Al utilizar el método del Instituto de ingeniería descrito previamente, considerando duraciones de 1 a 20 días, se determinó que las funciones de distribución de mejor ajuste para los gastos medios diarios fueron de tipo Doble Gumbel (González, 1970); en las Figuras 4 y 5 se muestran los resultados del ajuste para las duraciones de 1 y 20 días. Al extrapolar las funciones de distribución de probabilidades se obtuvieron los valores asociados a distintos periodos de retorno con lo que se construyeron curvas gastos-duración periodo de retorno, a partir de las cuales se estimaron las avenidas de diseño. En las Figuras 6 y 7 se muestran las avenidas de diseño correspondientes a periodos de retorno de 100 y de 10,000 años.

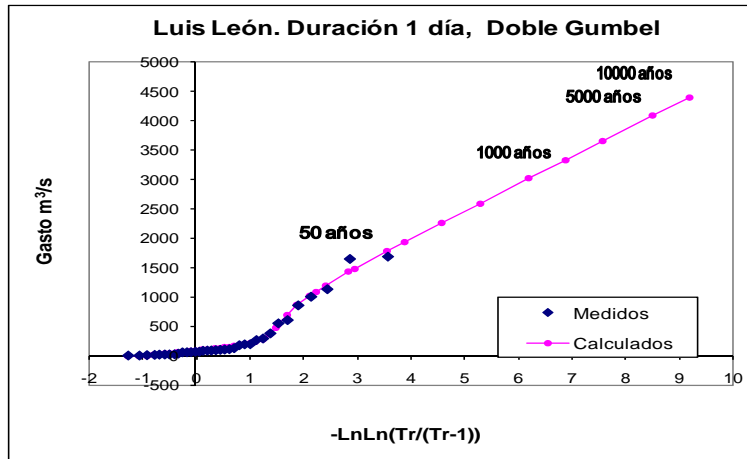


Figura 4 Ajuste para una duración de un día. Presa Luis L. León

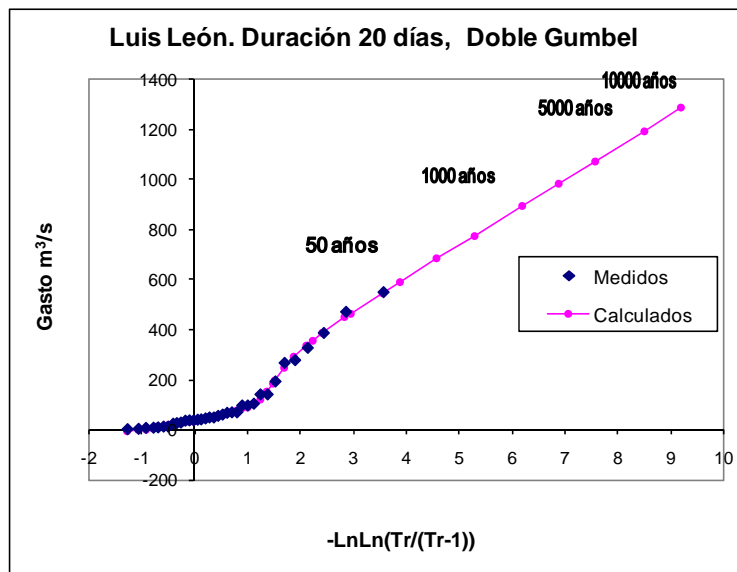


Figura 5 Ajuste para una duración de 20 días. Presa Luis L. León

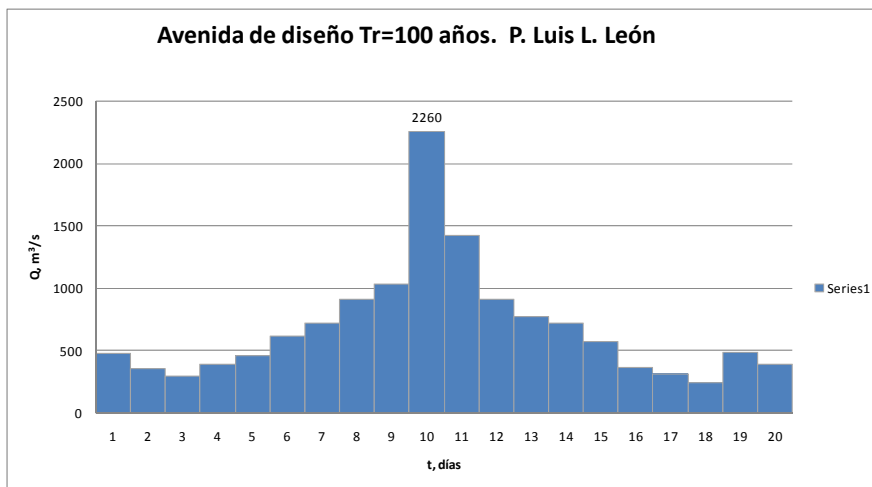


Figura 6 Avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años. Presa Luis L. León, Chih.

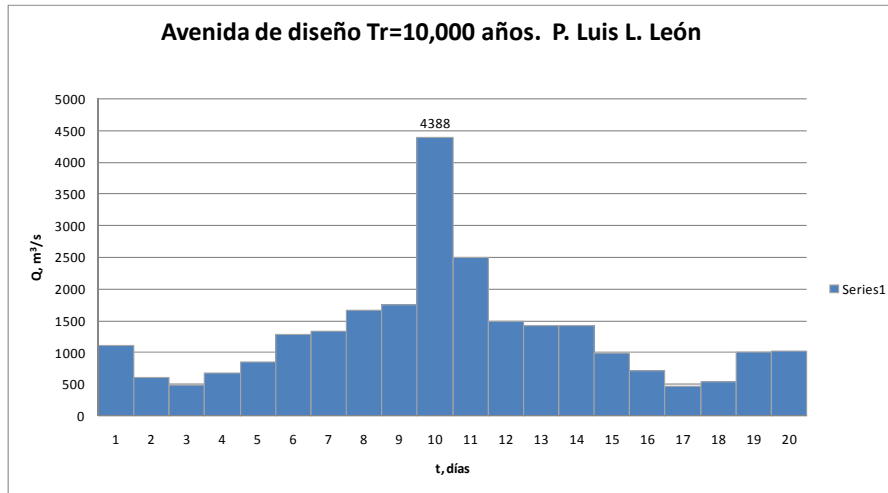


Figura 7 Avenida de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años. Presa Luis L. León, Chih.

3.2 Tránsito de avenidas

Con objeto de verificar el funcionamiento de las obras de excedencia, se simuló el tránsito de la avenida correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años con las condiciones de descarga libre antes mencionadas. Los principales resultados se muestran en la Figura 8.

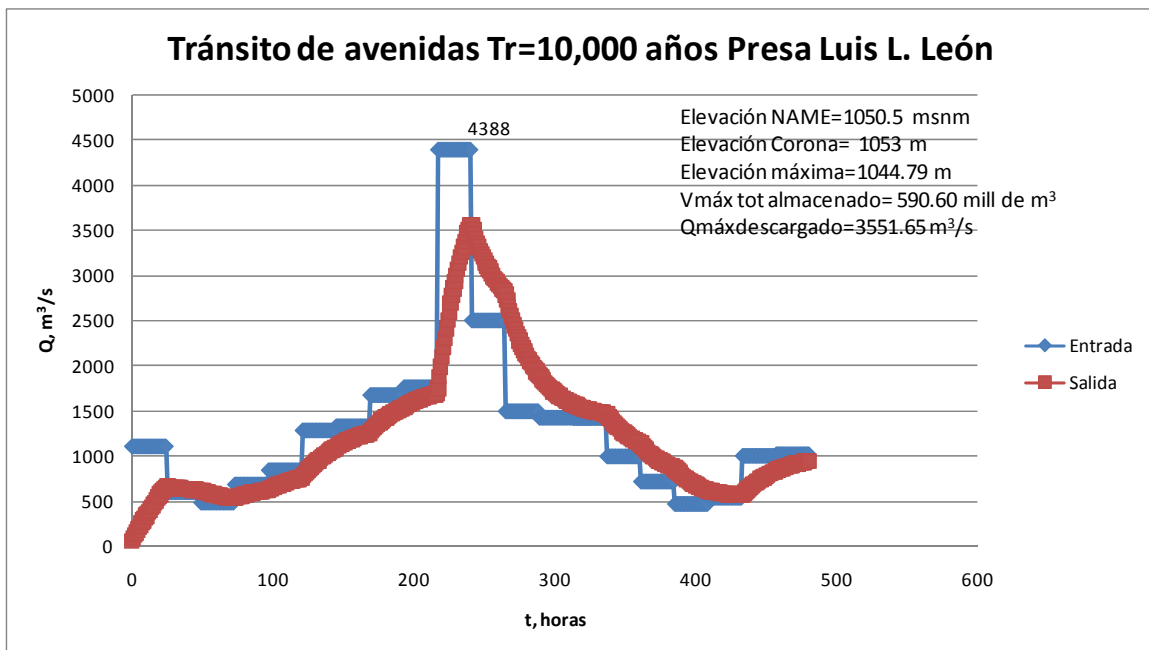


Figura 8 Resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 10,000 años. Presa Luis L. León

Los resultados del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 10,000 años indican que con una política de operación de descarga libre no habría riesgo de rebase del NAME, la elevación máxima que se alcanza en el embalse quedaría 5.7 m por abajo del NAME, se tendría un volumen máximo almacenado de 590.60 millones de m³ y los gastos máximo de salida sería de 3551 m³/s.

Estos resultados indican que es posible considerar políticas de descargas controladas con las que se ocupe la capacidad de regulación disponible y se reduzcan los gastos máximos de descarga para avenidas más frecuentes. En lo que sigue se presentan los resultados obtenidos con dos alternativas de políticas controladas, para la avenida correspondiente a 100 años de periodo de retorno. En ambos casos se verificó que para la avenida de 10000 años el nivel del agua en el embase no superara al del NAME

Para tener un punto de referencia, se transitó la avenida de 100 años considerando todavía la descarga libre. Los principales resultados se muestran en la Figura 9.

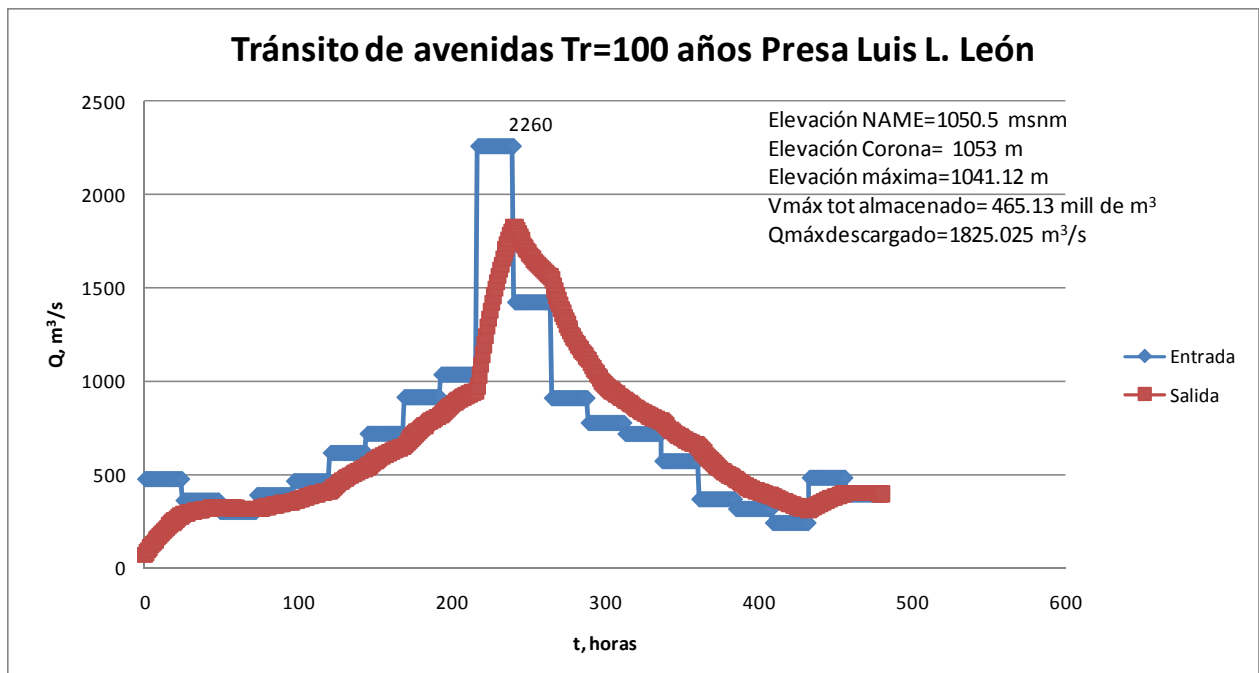


Figura 9. Resultados del tránsito de la avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años. Presa Luis L. León

Los resultados del tránsito de la avenida correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, indican que operando con el vertedor libre no habría un riesgo de rebase del NAME de la presa Luis L. León ya que la elevación máxima alcanzada sería de 1041.12 m, es decir el nivel del agua quedaría cerca de 9.38 m por debajo del NAME; el gasto máximo de descarga sería de 1825 m³/s.

Con objeto de analizar las ventajas que se obtienen al utilizar políticas de descargas controladas, se realizó el tránsito de la avenida para periodo de retorno de 100 años con las políticas de descarga controladas 1 y 2 propuestas. Los principales resultados se muestran en las Figuras 10 y 11.

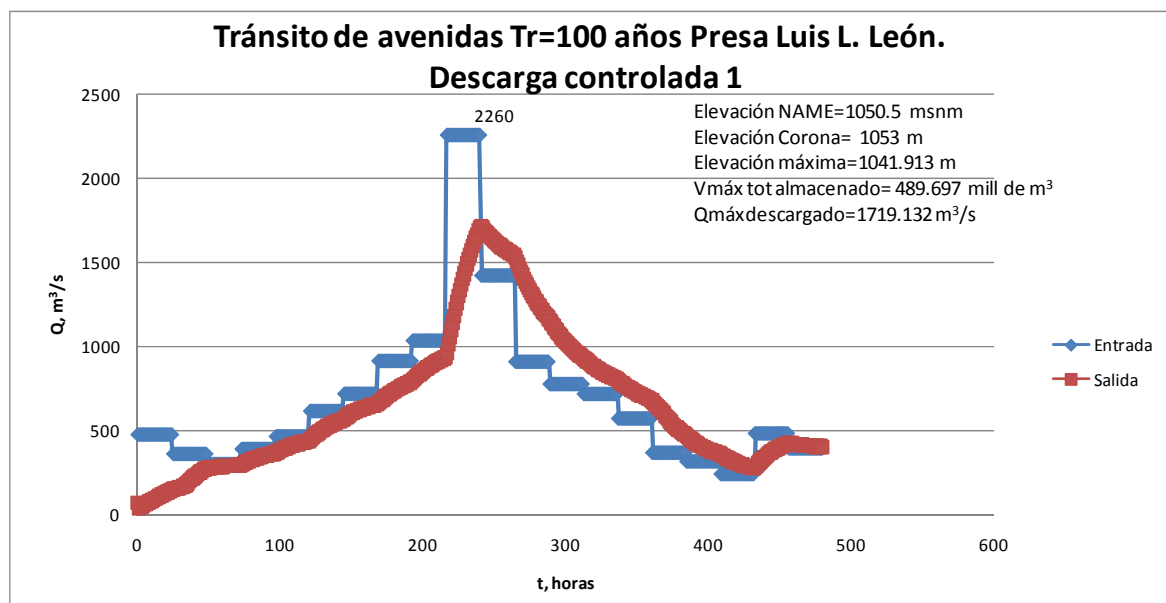


Figura 10 Resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 100 años. Presa Luis L. León. Política de operación controlada 1

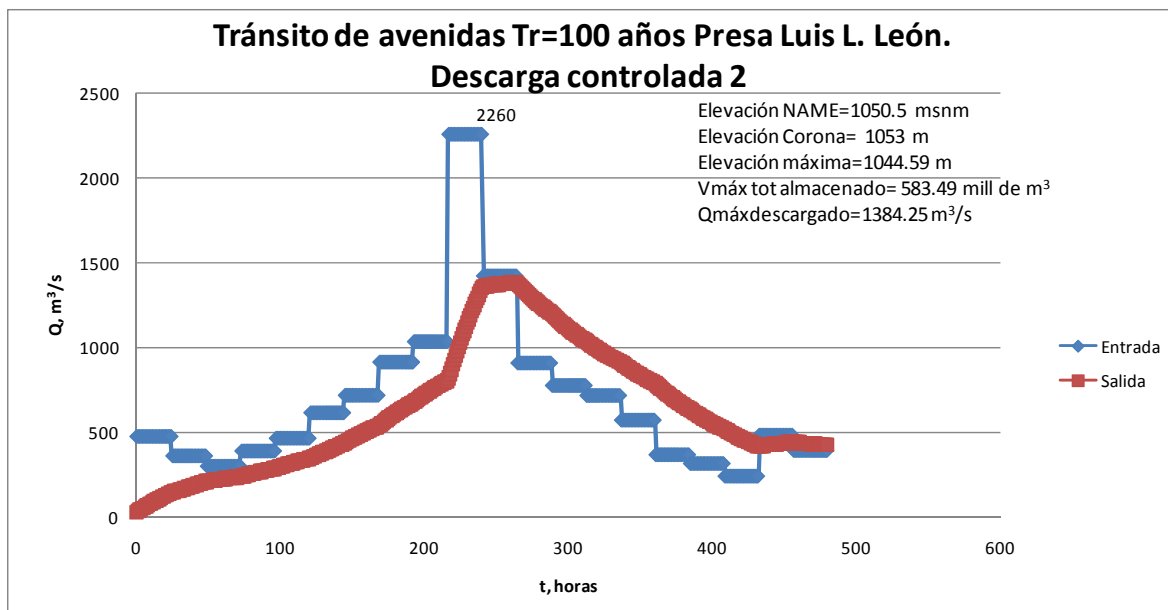


Figura 11 Resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 100 años. Presa Luis L. León. Política de operación controlada 2

Con la avenida correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y la política de descarga controlada 1 no se tendría riesgo de rebase del NAME; la elevación máxima quedaría a 8.59 m del NAME con un gasto máximo de salida de $1719.13 m^3/s$, es decir, aproximadamente $100 m^3/s$ menor que la correspondiente a la de descarga libre.

Con la política de descarga controlada dos se obtiene un gasto de salida considerablemente menor que el de la descarga controlada 1 ($1384.25 m^3/s$ contra $1719 m^3/s$), la elevación máxima aumenta a 1044.59 msnm pero nuevamente no se rebasa el NAME.

Para verificar bajo condiciones extremas que el NAME no fuera rebasado se transitó nuevamente la avenida con periodo de retorno de 10,000 años y la política de descarga controlada 2 (Figura 12).

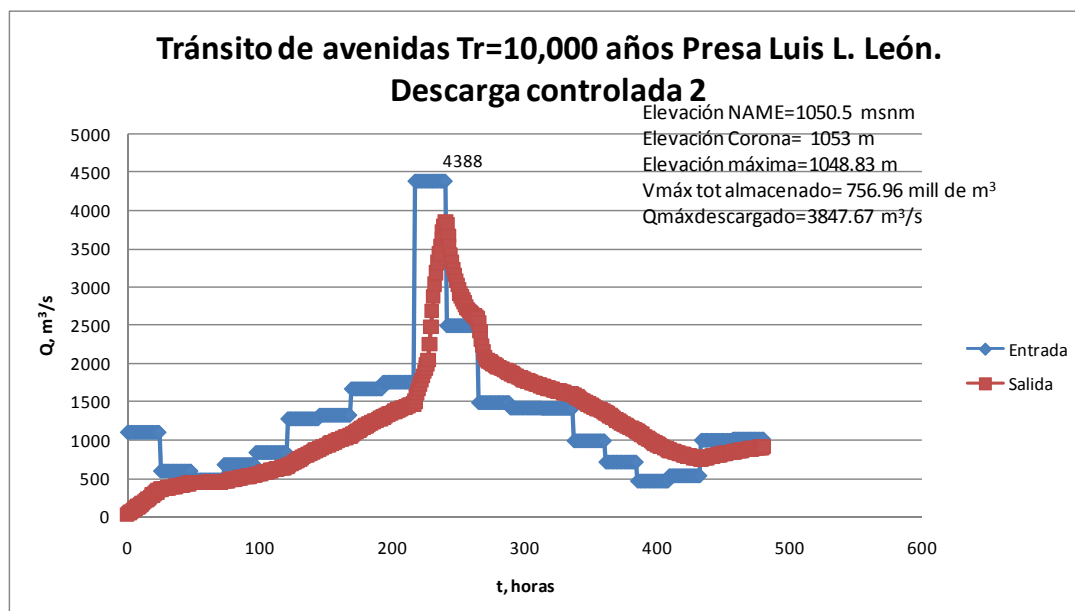


Figura 12 Resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 10,000 años. Presa Luis L. León. Política de operación controlada 2

Los resultados del tránsito de la Figura 12 indican que la política de descarga 2 garantiza la seguridad de la presa, ya que ante una avenida con periodo de retorno de 10,000 años, no se tendrían riesgos del rebase del NAME debido a que la elevación máxima fue de 1048.83 msnm (es decir el nivel del embalse quedaría 1.67 m

por debajo del NAME). El gasto de descarga máximo en esta condición extrema es de 3850 m³/s, con un volumen total almacenado de 757 millones de m³.

Ante estos resultados, y considerando que, como se muestra en la Figura 12, el nivel máximo alcanzado y el gasto máximo de descarga ocurren precisamente al final del día con el máximo gasto medio de ingreso, se consideró conveniente estimar el pico de las avenidas de diseño. Lo anterior se realizó considerando el registro de gastos máximos instantáneos anuales de la estación hidrométrica las burras y el registro de gastos medios máximos anuales de la presa Luis L. León. Se realizó el análisis estadístico de dichos datos, determinando a la función Doble Gumbel como la de mejor ajuste; con dicha función se realizó la extrapolación para distintos periodos de retorno y se utilizó un factor de 1.35, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años para obtener el valor del gasto de pico de la avenida de 10,000 años; la forma restante del hidrograma se determinó conservando el volumen de la avenida en la porción central del hidrograma como se muestra en la Figura 13. En esas condiciones, como el gasto medio máximo en un día es de 4388, al multiplicarlo por 1.347 se obtiene un gasto de pico de 5910 m³/s.

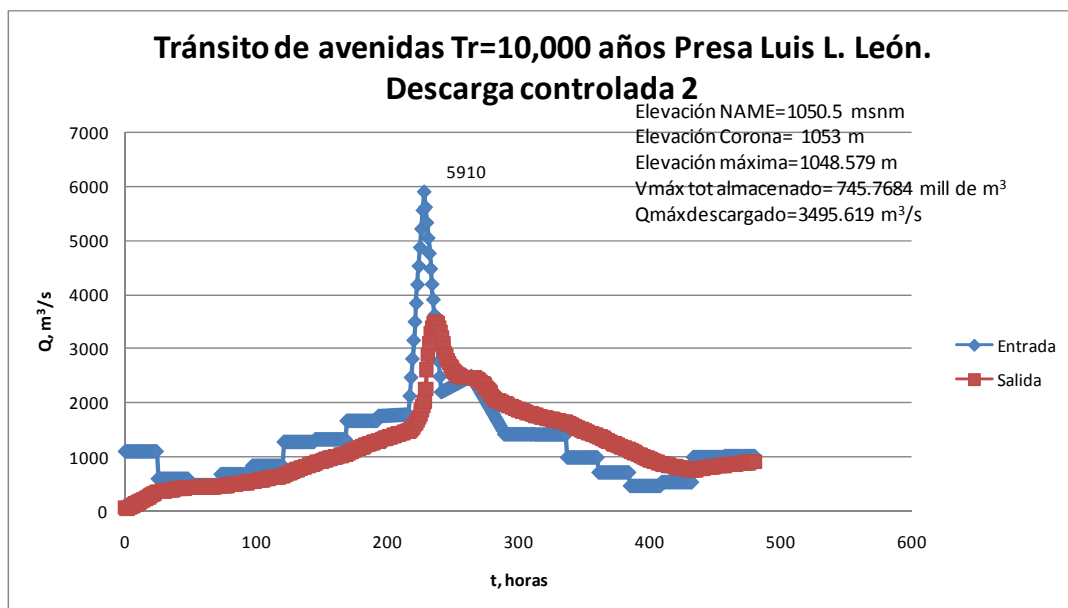


Figura 13 Resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 10,000 años con pico. Presa Luis L. León. Política de operación controlada 2

Los resultados del tránsito de la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años y considerando el pico y la política de descargas controladas 2 (Figura 13), muestran que se alcanza una elevación máxima en el embalse de 1048.58 m es decir, que se quedaría 1.92 m abajo del NAME.

4. Conclusiones

Con la aplicación del método del Instituto de Ingeniería se determinaron avenidas de diseño de la presa Luis L. León, Chih., México correspondientes a periodos de retorno de 100 y de 10,000 años para la presa Luis L. León; dicho método tiene la ventaja con respecto a otros procedimientos (por ejemplo los de tipo bivariado) que al utilizar los gastos medios máximos para distintas duraciones, evita la selección subjetiva del tiempo de inicio y del final de cada avenida histórica anual.

Los resultados de los tránsitos de las avenidas de diseño calculadas muestran que La Presa Luis L. León puede ser operada con la política de descargas controladas 2 de la Figura 3 en virtud de que no habría riesgo de rebase del NAME ni de la corona ante una avenida extrema con periodo de retorno de 10,000 años y se lograría reducir sensiblemente el gasto máximo de descarga para avenidas más frecuentes, evitando con ello los daños a la población ubicada aguas abajo de la presa.

Es necesario completar el periodo de registro, incluyendo sobre todo los datos del 2010, en el que se presentó el evento de Huracán Alex, que afectó a diversos embalses de la cuenca del Río Bravo, con objeto de mejorar la extrapolación estadística para periodos de retorno grandes.

5. Agradecimiento

A la Comisión Nacional del Agua por las facilidades brindadas para el uso de los datos proporcionados en este trabajo.

6. Referencias

CONAGUA-OMMS. (2010) Proyecto de Fortalecimiento del Manejo Integrado del Agua en México (PREMIA) Política de Operación en Condiciones de Excedente del Sistema de Presas de la Cuenca del Río Bravo. 161 pp

Domínguez M., R, Arganis J., M. L., Hernández R., A.A. (2010) Validación de un método para estimar caudales de diseño para vertedores de presas con gran capacidad de regulación. Para el XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Noviembre. 21 al 25, Punta del Este , Uruguay. 8 pp

Domínguez M., R., Fuentes M., O. & Franco,V. (1981) Avenida de diseño, Capítulo A.1.10 del Manual de Diseño de Obras Civiles.CFE. México.

Escalante-Sandoval, C. (2007) Application of bivariate extreme value distribution to flood frequency analysis: A case study of northwestern Mexico. Nat Hazards 42: pp 37–46.

González-V., F. (1970). Contribución Al Análisis e Frecuencias De Valores Extremos De Los Gastos Máximos En Un Río. Serie Azul, Instituto de Ingeniería, UNAM. Diciembre, 24 Pp.

Hernández, A. R. (2001) Métodos para determinar avenidas de diseño en grandes cuencas y ejemplo de aplicación a la cuenca del río Santiago, Nay, Hasta el sitio del proyecto hidroeléctrico Aguamilpa, Nayarit. Tesis de Licenciatura. ENEP Acatlán, UNAM.

Jiménez, E. M. (1996) Programa Ax. Área De Riesgos Hidrometeorológicos. Centro Nacional De Prevención De Desastres. México.

Jiménez, E. M. (2000) Diseño integral de vertedores. Tesis doctoral. Facultad de Ingeniería, DEPMI. UNAM.

Kelman, J., Costa, F. and Damasio , J. M. (1987) Monte Carlo Approach to Spillway Design Floods. In: National Conference on Hydraulic Engineering and Symposium on Engineering Hydrology - ASCE Hydraulics Division - Williamsburg , Virginia

Ramírez, A.I. & Aldama, A. (2000) Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. Avances en Hidráulica – 7, IMTA, México

Rivera, T. y Escalante, S.C. (1999) Análisis comparativo de técnicas de estimación de avenidas de diseño. Ingeniería del Agua Vol. 6 No. 1 marzo pp 49-54.

Vázquez, C. M. T., Jiménez, E. M., Domínguez, M. R.y Fuentes, M. O. (1996) Avenidas de Diseño de Presas de Gran Capacidad. Sistema Nacional de Protección Civil. CENAPRED, Cuadernos de Investigación No. 28. pp