



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE LA PRESA INFIERNILLO, MICHOACÁN.
A PARTIR DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS Y ESPECTRALES.

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DANIEL DUEÑAS PUEBLA

TUTORES PRINCIPALES

DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, NOVIEMBRE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles
Secretario: Dr. Ramón Domínguez Mora
1er. vocal: Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez
2do. vocal: M en I. Víctor Franco
3er. vocal: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería UNAM, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, Coyoacán, Ciudad de México, 04510

TUTOR DE TESIS:

Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) con el proyecto PAPIIT IN101514

Contenido

RESUMEN	6
ABSTRACT	7
1.- INTRODUCCIÓN	9
2.- GENERALIDADES	10
2.1.- Descripción del sitio de estudio	10
2.2.- Río Balsas	11
2.3.- Presa Adolfo López Mateos (Infiernillo).....	13
2.3.1.- Características generales de la presa Infiernillo.....	14
2.4.- Registro de gastos medios diarios por cuenca total construido para la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.....	18
3.- ACTUALIZACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO	20
3.1.- Método del Instituto de Ingeniería	20
3.2.- Método Bivariado de Ramírez y Aldama	24
3.3.- Método basado en el espectro de densidad de potencia.....	30
3.3.1.-Periodicidad	32
3.3.2.-Transformada de Fourier	32
3.3.3.-Transformada inversa de Fourier.....	32
3.3.5.-Datos básicos	38
3.3.6.-Estimación del tiempo base de los hidrogramas.....	38
3.3.7.-Selección de años con valores promedio más grandes en cada año .	38
3.3.8.-Cálculo de los espectros de densidad de potencia	39
3.3.9.-Selección del tiempo base	40
3.3.10.-Orden en el acomodo en el tiempo de los gastos del hidrograma	40
3.3.11.-Obtención de hidrogramas de diseño multipicos	41
3.3.12. Cálculo de los valores promedio máximos anuales para distintas duraciones.....	42
3.3.13. Ajuste de distribuciones de probabilidad a los valores promedio de varias duraciones	42
3.3.14. Disgregación de los volúmenes acumulados	42
3.3.15. Hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno.....	43

3.3.16. Construcción del hidrograma de diseño con envolventes considerando gasto de pico y volumen de diseño	44
4.- APLICACIONES	46
4.1.- Método del Instituto de Ingeniería, UNAM	46
4.2.- Método de Ramírez y Aldama	55
4.3.- Método basado en el análisis espectral.....	59
4.4. Tránsito de las Avenidas.....	63
5. CONCLUSIONES	66
6.- BIBLIOGRAFÍA	67

RESUMEN

Con un escurrimiento superficial de 24 944 hm³ y con una longitud de 771 km, el río Balsas es uno de los ríos más largos e importantes del país. Es un río ubicado en el centro sur de México que discurre por los estados de Guerrero y Michoacán, y en su curso alto también discurre por Tlaxcala y Puebla.

Se requiere la actualización de las avenidas de diseño de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich. Para estos análisis se estimaron las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno por dos diferentes métodos:

Método Bivariado de Ramírez y Aldama, en el que se analiza la función de distribución bivariada de los valores del gasto de pico y del volumen de pico de avenidas históricas, esta función se selecciona dependiendo de las funciones de distribución marginales y se determinan sus parámetros para la estimación de eventos de diseño (parejas de gasto de pico y de volumen); posteriormente se da forma a la avenida de diseño con el uso de hidrogramas hermitianos.

Método del Espectro de Densidad de Potencia, Los espectros de densidad de potencia se calculan con la Transformada Rápida de Fourier. La estimación del tiempo base a partir de los espectros de densidad se basa en los gastos medios diarios más grandes ocurridos en un intervalo de tiempo de 4 meses consecutivos, bajo la consideración de varios años registrados. Para el análisis espectral se seleccionaran los datos de los años de los cuales los gastos medios en un lapso de 6 meses resulten mayores. Para cada año se define la secuencia de 128 días seguidos con los mayores gastos; a cada secuencia se le calcula el espectro, de densidad de potencia de Fourier expresado el resultado en términos de la energía contra el periodo (en días) en lugar de emplear la frecuencia (en días⁻¹). Este método se usa junto con el del Instituto, el cual permite estimar avenidas de diseño considerando su gasto máximo, su volumen y su forma. Se determina la avenida de

diseño para cierto periodo de retorno; para ello se obtiene los gastos medios máximos anuales para duraciones de 1 a 15 días. A estos valores se le realiza un análisis estadístico para obtener las funciones de distribución y con ellas se determinan curvas gasto-duración-periodo de retorno. Se obtienen gastos individuales y el hidrograma se obtiene colocando los valores individuales tomando en cuenta el orden obtenido con el análisis espectral que considera un hidrograma relativo promedio.

ABSTRACT

With a volume of 24,944 million cubic meters and a length of 771 km, the Balsas River is one of the longest and most important rivers. It is a river located in south central Mexico that runs through the states of Guerrero and Michoacan, and in its upper course also runs through Tlaxcala and Puebla.

Updating the design avenues dam Adolfo Lopez Mateos (C.H. Infiernillo), Mich. is required. For these analyzes the design floods are estimated for different return periods by two different methods:

Bivariate method Ramirez and Aldama, is spending standard peak and peak volume, where we get location and scale parameters to best fit the distribution of each variable.

Method Based on the spectrum power density; spectra power density is calculated using the fast Fourier transform. The estimate of the time base from the power density spectra is based on the largest daily average expenses incurred in a time interval of the order of 4 consecutive months under consideration for several years recorded. For spectral analysis data will select first year of which the average costs over a period of 6 months resulting higher.

For each of these years the sequence of 128 consecutive days with the highest daily average expenditure is defined; each sequence is calculated spectrum, power density Fourier expressed the result in terms of energy against the period (in days) instead of using the frequency (in days⁻¹). This method is applied together with the Engineering Institute Method which allows to estimate design floods considering its maximum output, volume and shape. Design flood for a certain period of return is determined; for this maximum annual average flow is obtained in a first stage for durations from 1 to 15 days. A statistical analysis is performed to the data in order to get the best distribution functions and with them flow-duration-return period curves are determined. . Individual flows are obtained and the hydrograph is obtained by placing the individual values taking into account the order obtained with the spectral analysis that considers an average relative hydrograph.

1.- INTRODUCCIÓN

El Instituto de Ingeniería realizó la actualización de las avenidas de diseño de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich., alojada sobre el río Balsas (Figura 1), tomando en cuenta el concepto de curva guía que establece la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). De estos embalses se cuenta con los antecedentes de estudios basados en modelos lluvia escurrimiento distribuidos para pronosticar en tiempo real las avenidas en la cuenca del río Balsas. La determinación de avenidas de diseño de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich. (Domínguez et al., 2007) y la determinación de avenidas de diseño para dichas presas como parte de un informe realizado para la Organización Meteorológica Mundial y la Comisión Federal de electricidad (Domínguez, 2012); en el año 2015 Gordillo (Gordillo, 2015) realizó la actualización de las avenidas de diseño y revisó las políticas de operación de la presa El Infiernillo, Mich.

El objetivo principal es obtener las actualizaciones de las avenidas de diseño para varios periodos de retorno con las metodologías del análisis bivariado y del análisis espectral en conjunto con el método del Instituto de Ingeniería; comparar los resultados para identificar qué método es el más adecuado así como más confiable, destacando al análisis espectral para dar le forma a estas avenidas de diseño, y saber si más adelante se pudiera trabajar más con este tipo de métodos.

La meta a llegar es la comparación de resultados de los análisis de las diferentes metodologías y poder observar el comportamiento en cada avenida de diseño para los diferentes periodos de retorno, teniendo como ventaja tres diferentes resultados y llegar a una conclusión más concreta.

Obtener algún tipo de tabla de resumen donde se aprecie la variación o semejanza de los resultados así como sus respectivas gráficas para cada análisis.

2.- GENERALIDADES

2.1.- Descripción del sitio de estudio

El río Balsas es un río del centro sur de México que discurre por los estados de Guerrero y Michoacán, y en su curso alto (en que lleva el nombre de río Atoyac) también discurre por Tlaxcala y Puebla. El río Balsas drena además parte de los estados de Veracruz, Morelos, Oaxaca, México y Jalisco, la que es conocida como depresión del Balsas.

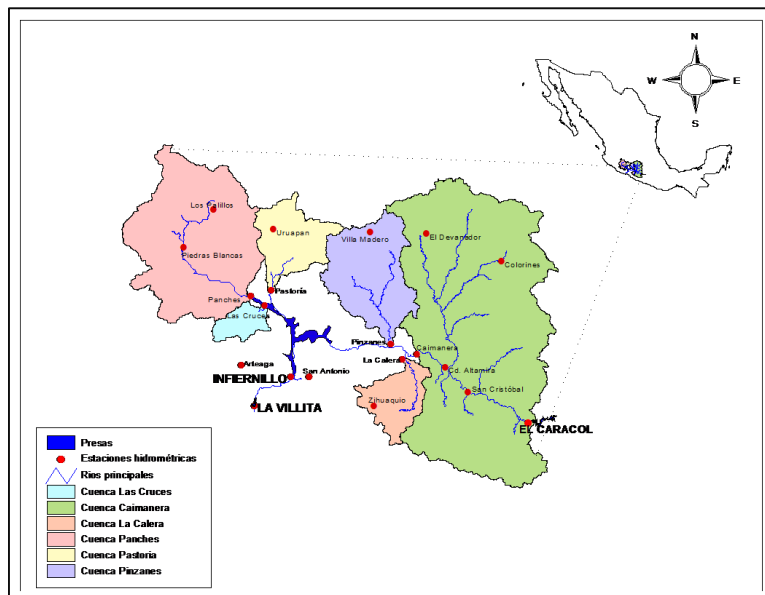


Figura 2.1. Sitio de estudio. Presas Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo)

Nacientes

La fuente más lejana del río Balsas es el pequeño río Zahuapán, apenas un arroyo del estado de Tlaxcala que nace en las vertientes nororientales del volcán La Malinche y continúa por la laguna de Atlangatepec. Ya en el estado de Puebla, el río llega a un tramo muy contaminado por los desechos y vertidos industriales.

Luego se une al río Altoyac, que llega desde la sierra Nevada, con agua del deshielo de los volcanes Popocatepetl, Iztaccíhuatl llevando desde ahí ese nombre. Ya como Altoyac cruza la ciudad de Puebla de Zaragoza, la cuarta más poblada del país, y al poco llega a la presa Manuel Ávila Camacho o Presa de Valsequillo. Sigue el río avanzando hacia el suroeste por el estado de Puebla, pasando por las pequeñas localidades de Molcaxac, Huatlatlauca y Chigmecatitlan y recibiendo después las aguas del río Axamilpa. Continúa por San Mateo Mimiapan y Tehuitzingo, para recibir después al río Mixteco y al Nexapa, justo cuando se adentra en el estado de Guerrero. Al poco, al recibir por la derecha al río Tlapaneco, da inicio nominalmente el río Balsas.

2.2.- Río Balsas

El Río Balsas avanza en dirección este por la parte norte del estado de Guerrero, un tramo en el que es llamado a veces río Mexcala. Recibe muchos afluentes no muy largos, de pequeños valles, como el río Amacuzac, que llega por la mano derecha desde Morelos. El valle del río es cruzado por el Puente Mezcala Solidaridad (Figura 2) de la Autopista del Sol (95D) que comunica a la ciudad de Cuernavaca (en el estado de Morelos) con Acapulco, en la costa del estado de Guerrero. El sitio de estudio se localiza entres los límites del estado de Guerrero y Michoacán (Figura 3)



Figura 2.2. Vista del Puente Mezcala Solidaridad



Figura 2.3. Sitio de Estudio, Límite entre los estados Guerrero y Michoacán

Después el río llega a la cola del embalse de la presa de El Caracol, donde recibe por la derecha, al río San Juan. Sigue hacia el este su discurrir incorporando nuevos afluentes, como los ríos Yextla y El Aguacate y atravesando varias localidades, como San Miguel Totolapan, Ajuchitlán del Progreso y Tlapehuala. Bordea por el sur la Ciudad Altamirano, casi en la frontera entre Guerrero y Michoacán, que con 25.317 hab. En 2010 es la ciudad más importante en el curso medio del río y tras atravesar Coyuca de Catalán recibe por la derecha al río Cutzamala, justo en la frontera interestatal. A partir de aquí y hasta su desembocadura, el Balsas forma la frontera entre los estados de Guerrero (al sur) y Michoacán (al norte). En este largo tramo incorpora las aguas de los afluentes Placeres del Oro y Chiquito y pasa por la pequeña localidad de Zirándaro de los Chávez. Llega después el río a la larga cola del embalse de la presa del Infiernillo, y, en ese tramo embalsado, recibe al río Grande y al río Cupatitzio. Tras más de 70 km de tramo embalsado llega a la presa, en Infiernillo, y tras virar finalmente hacia el sur, sale de los valles montañosos interiores y emprende su último tramo, ya en la vertiente costera. Desemboca en el océano Pacífico en la bahía Petacalco, cerca de la ciudad de Lázaro Cárdenas, que con 178.817 hab. En 2010, es la ciudad más importante localizada en sus orillas.

Otros afluentes menos importantes son los ríos Calderón, Tepalcatepec, Del Marqués, Purungueo y Zacatula.

2.3.- Presa Adolfo López Mateos (Infiernillo).

En 1961 La presa de Infiernillo comenzó su construcción en el Río Balsas, en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán. Fue la empresa constructora ICA la encargada de dar vida al proyecto.

La Presa Infiernillo, llamada formalmente Presa Adolfo López Mateos, terminada en el año 1963, es una presa ubicada en el cauce del Río Balsas entre los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, México. Cuenta con una central hidroeléctrica que tiene una capacidad de generar 1,120 MW de energía eléctrica, siendo la segunda generadora de electricidad en el país después de la Presa Chicoasén. Mediante este recurso renovable, tiene una capacidad de almacenar 9,340 hm³ de agua que crea un embalse que cubren una superficie aproximada de 755 km², que también forman parte de la Reserva de la Biosfera Zicuirán Infiernillo.

La construcción comprende una presa de almacenamiento de 9.340.000 m³ y los equipos de generación fueron instalados en dos etapas. La primera, que entró en servicio entre los años 1965 y 1966, tuvo una capacidad instalada de 624MW. La segunda, que entró en servicio hasta 1973, totalizó 960MW de capacidad instalada. Consta de una cortina de enrocamiento con corazón impermeable. Tiene 149m de altura y 350m de longitud de la corona. Su casa de máquinas es subterránea, con 21m de ancho, 128m de largo y 40m de altura. En la margen izquierda se encuentra la obra de toma, distribuida en tres tuberías a presión con camisa de acero y 8.90m de diámetro, con capacidad para conducir 194m³ /s por tubería. La obra de excedencia se compone de tres vertedores de 13m de diámetro, para descargar 13,800m³/s.

Esta central hidroeléctrica se localiza en la zona de mayor riesgo sísmico del país y por tal motivo se evalúa continuamente el comportamiento dinámico de sus estructuras.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) inició el desarrollo del sistema hidroeléctrico Presidente López Mateos en 1960 (Adolfo López Mateos (C.H.

Infiernillo), Figura 4. El proyecto Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), parte integrante de dicho desarrollo energético ubicado a 70 km de la desembocadura del río Balsas, comprende la presa de almacenamiento con capacidad de $12 \times 10^9 \text{ m}^3$, la planta Central Hidroeléctrica de generación con potencia instalada de 1200 MW dos líneas de transmisión de 400 kW, de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo) a la Cd. de México, y varias subestaciones.

2.3.1.- Características generales de la presa Infiernillo



Figura 2.4. Características de la Presa Infiernillo, Mich.

CUENCA

- Área: 108000 Km²
- Ecurrimiento Medio Anual: 15000 hm³
- Gasto Máximo Registrado: 25200m³/s
- Gasto Máximo Probable: 38800m³/s

CORTINA

Consta de una cortina de enrocamiento con corazón impermeable. Su casa de máquinas es subterránea, con 21 m de ancho, 128 m de largo y 40 m de altura.

- Tipo: ER
- Capacidad Total: 12000 hm³
- Longitud Corona: 350 m
- Volumen: 5´130,000 m³
- Geología Boquilla: Conglomerado silicificado

VERTEDOR

Tiene 149 m de altura y 350 m de longitud de la corona. La obra de excedencia se compone de tres vertedores de 13 m de diámetro, para descargar 13,800 m³ /s.

- Tipo: V
- Carga Máxima: 22.4m
- Longitud Cresta: 66m
- Capacidad: 1´4000 m³

OBRA DE TOMA

En la margen izquierda se encuentra la obra de toma, distribuida en tres tuberías a presión con camisa de acero y 8.90 m de diámetro, con capacidad para conducir 194 m³ /s por tubería.

- Tipo: Túneles a presión
- Carga Máxima: 126.9 m
- Superficie Regada: -
- Potencia Instalada: 936 MW

VASO

- Capacidad de Azolves: 2250 hm³
- Capacidad Útil: 7090 hm³

- Capacidad de Control: 2660 hm³
- Superalmacenamiento: -
- Altura: 149 m
- Geología Vaso: Granito, riolita, calizas

En las Figura 5 y 6 se pueden observar el vaso de almacenamiento, la cortina y la obra de excedencia de la presa Infiernillo.



Figura 2.5. Interior Presa Infiernillo



Figura 2.6. Vista de la presa Infiernillo

En la Tabla 1 se puede observar la información más importante de la presa como son elevaciones, capacidades, etc., dichos datos fueron obtenidos gracias a los

boletines hidrológicos de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) y también mediante la ayuda de la CONAGUA. (Gordillo 2015).

Tabla 1. Características Generales de la Presa El Infiernillo, Mich.

CUENCA	Cantidad	Unidad
Superficie	108	km ²
Precipitación media anual	1023	Mm
Escurrencimiento medio anual	15000x10 ⁶	m ³
Avenida máxima registrada	25200	m ³ /s
VASO		
Capacidad total	12000x10 ⁶	m ³
Capacidad mínima de operación	2250x10 ⁶	m ³
Capacidad útil	7090x10 ⁶	m ³
Capacidad para control de avenidas	2660x10 ⁶	m ³
Área máxima inundada	40000	Ha
PRESA		
Altura máxima	148.5	m
Longitud de corona	350	m
Bordo libre	3.6	m
Volumen total, presa	5.13x10 ⁶	m ³
Volumen total, ataguías	0.47x10 ⁶	m ³
VERTEDOR DE EXCEDENCIAS		
Avenida de diseño	38800	m ³ /s
Caudal máximo descargado	7500	m ³ /s
Carga	22.4	m
Capacidad máxima de descarga	13800	m ³ /s
Elevación de la cresta vertedora	154.00	msnm
Compuertas 9 en total de ancho y alto	7.42 x 15	m , m
CENTRAL HIDROELÉCTRICA		
Número de unidades	6	Francis
Capacidad instalada	1200	MW
Carga de diseño	101	M
Caudal de diseño	193.40	m ³ /s
GENERACIÓN MEDIA ANUAL	3000	GWh
NAME (original)	176.40	msnm
NAME (actual)	183.2	msnm
NAMO (estiaje)	169.00	msnm
NAMO (avenidas)	165.00	msnm
NAMINO	140.00	msnm
CORONA (original)	180.00	msnm
CORONA (actual)	184.00	msnm

2.4.- Registro de gastos medios diarios por cuenca total construido para la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

Para los registros de Cuenca total en el periodo comprendido entre 1965 a 1994, se consideraron gastos medios diarios por cuenca propia reportados en la suma de las estaciones hidrométricas: Los Pinzanes, más Panches, más La Pastoría, más Caimanera, afectados por el factor de 1.3 (obtenido al comparar estas sumas y diferencia contra el periodo común de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo); sumando los registros de la estación Santo Tomás que se habían quitado. El Factor de 1.3 se detalla en el análisis por cuenca propia, pero aparece nuevamente en la Tabla 7.2.1 de dicho informe.

En el periodo de 1998 a 2013 se utilizaron los gastos medios diarios por aportaciones totales registrados en la presa por CFE, así mismo para los años 2006 y 2007 se utilizaron los gastos medios diarios por cuenca propia del mismo registro de CFE.

El registro de gastos medios diarios para la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo) se presenta en el Anexo 1 de este informe.

Después de obtener los registros históricos por medio del BANDAS, se analizó cual era el periodo que se tenía registrado para las entradas por ríos de dicho vaso, en la Tabla 2 se presenta el periodo de registro con el que cuenta la presa Infiernillo.

Tabla 2. Periodo de registro de la presa Infiernillo (López Mateos) BANDAS

NOMBRE COMÚN	NOMBRE	REGISTRO BANDAS (PROPIA)		ENTRADAS (TOTAL)	
		DE	A	DE	A
Infiernillo	López Mateos	1954	1994	De 1965 a 1994	
Infiernillo	López Mateos	1998	Septiembre 2012	De 1998 a 2013	

Ahora bien, el periodo del cálculo comprende del año 1954 a 1994 y de 1998 a 2013.

Por esta razón, se solicitó a la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) la información necesaria sobre dichas fechas “raras” para así poder corroborar los registros que se tenían. En la Tabla se muestra la información proporcionada.

3.- ACTUALIZACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

El principal objetivo de este trabajo, es la actualización de las avenidas de diseño con el uso de distintas metodologías. Una de las formas más comunes para estimar las avenidas de diseño de las obras hidráulicas consiste en observar la tendencia que se define al dibujar los gastos máximos anuales registrados en la cuenca contra sus respectivos periodos de retorno.

Para esto, a estos gastos máximos anuales se les ajustan distintas distribuciones de probabilidad de las cuales se elige la que presente una mejor tendencia con respecto a los gastos máximos anuales de cada cuenca, para determinar el gasto pico de un cierto periodo de retorno, el cual puede ser utilizado como gasto de diseño para revisión o construcción de alguna obra hidráulica.

Como la información hidrométrica con la que contamos, es muy diversa en cuanto a cantidad y calidad, fue conveniente adoptar diferentes metodologías que tomen en cuenta las características de cada cuenca, para que posteriormente generalizar estos tipos de metodologías para cuencas que tengan características similares. A continuación se describen los métodos considerados.

3.1.- Método del Instituto de Ingeniería

El método desarrollado en el Instituto de Ingeniería permite estimar avenidas de diseño considerando su gasto máximo, su volumen y su forma (Domínguez et al, 1981, Domínguez et al, 2000 c, Domínguez et al, 2006, Carrizosa et al, 2009). Consta de las etapas siguientes:

i. Caracterización de las avenidas históricas

Para caracterizar estadísticamente las avenidas históricas se determinan los gastos medios diarios máximos para distintas duraciones, desde un día hasta un número

N de días suficientemente grande. En un año dado, el gasto medio máximo para una duración de un día corresponde al gasto medio máximo anual. Para obtener los gastos medios máximos anuales para las otras duraciones n , se utiliza la ecuación:

$$\bar{Q}_{Mn} = \text{máx}_i \left(\frac{1}{n} \sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k \right) \quad (1)$$

Para: $n = 2, 3, \dots, Ni = 1, 2, \dots, 365 - n$

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

ii. Extrapolación

La extrapolación para estimar los valores asociados a distintos periodos de retorno se realiza por separado para cada duración, ajustando una función de distribución a cada una de las muestras de máximos anuales obtenidas.

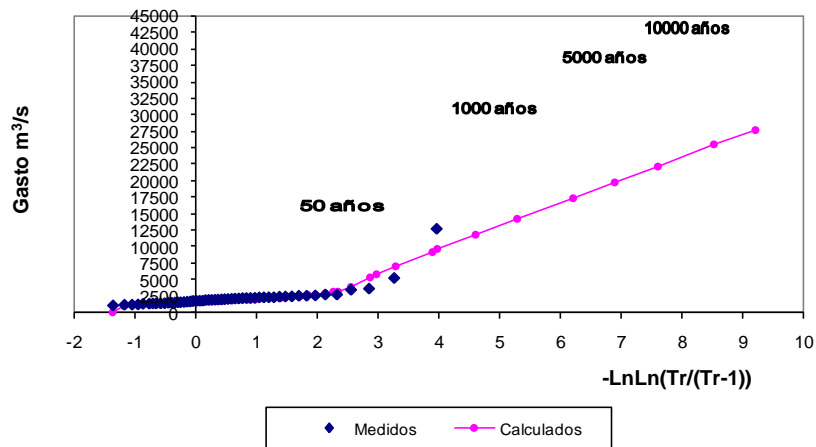


Figura 3.1.- Ejemplo del ajuste a una función de distribución de los datos máximos medios anuales para duración de un día

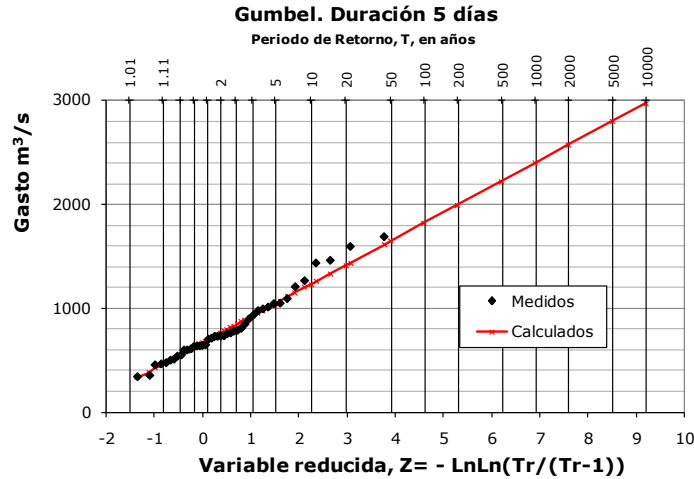


Figura 3.2.- Ejemplo del ajuste a una función de distribución de los datos máximos medios anuales para duración de cinco días

i. Determinación de los gastos medios diarios para distintos periodos de retorno

Para cada periodo de retorno considerado, se determinan los gastos diarios que formarán a la avenida de diseño, a partir del concepto de gasto medio, mediante la ecuación recursiva siguiente

$$Q_n = n\bar{Q}_{Mn} - \sum_i^{n-1} Q_i \quad (2)$$

Para $n = 1, 2, 3, \dots, N$

donde N es el número total de días de la avenida; \bar{Q}_n el gasto medio para una duración de n días, y Q_i los gastos individuales para $i = 1$ hasta N .

ii. Ordenamiento para construir la avenida de diseño

El hidrograma de la avenida de diseño se construye con los gastos medios diarios obtenidos con la ecuación 2. Para ello se utiliza el método de alternar bloques en el que a la mitad de la duración total se coloca el pico de la avenida (Q_1), hacia adelante se coloca el segundo gasto en magnitud (Q_2), hacia atrás el tercero (Q_3), y así sucesivamente, como se muestra en la Figura.

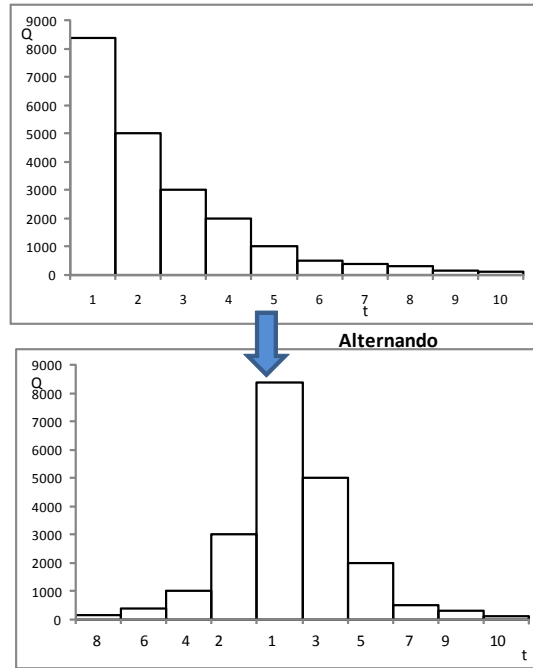


Figura 3.3. Ejemplo de bloques alternados para dar forma a la avenida de diseño

Existen otras maneras de hacer el ordenamiento de las avenidas de diseño, con las que se obtiene un valor esperado (Vázquez, 1995), como las que aparecen en la Figura I.6.

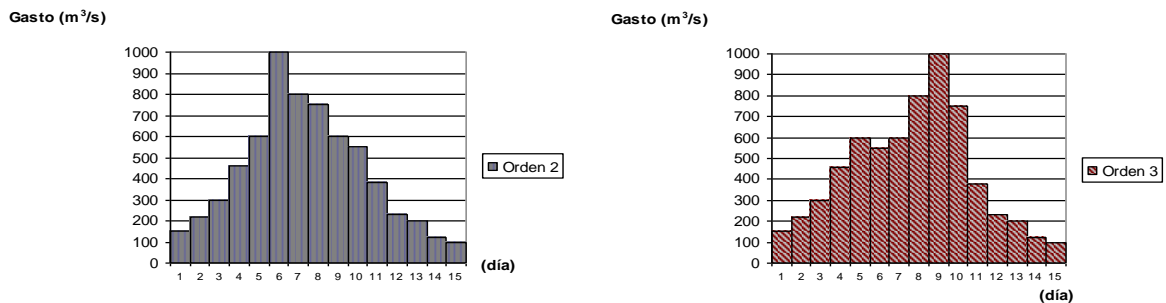


Figura 3.4.- Otras formas de ordenamiento para dar forma a la avenida de diseño

El método tiene la ventaja de que no requiere establecer de antemano el volumen total de la avenida, y solo requiere definir un número suficiente de días N , para asegurar que se incluya la forma completa de todas las avenidas históricas.

3.2.- Método Bivariado de Ramírez y Aldama

Ramírez y Aldama, 2000, Aldama y Ramírez, 2002, proponen

$$\tilde{Q}_p = \frac{Q_p - u_q}{\alpha_q} \quad (3)$$

$$\tilde{V} = \frac{V - u_V}{\alpha_V} \quad (4)$$

Se trata de los valores normalizados del gasto de pico y del volumen de pico, donde u_q , u_V y α_q , α_V son los parámetros de ubicación y escala para la distribución de mejor ajuste de cada variable. De esta manera, $\tilde{F}_{qV}(\tilde{Q}_p, \tilde{V})$ representa la distribución bivariada adimensional de la descarga de pico y del volumen, cuyas distribuciones marginales se denotan como $\tilde{F}_q(\tilde{Q}_p)$ y $\tilde{F}_V(\tilde{V})$.

De acuerdo con Ramírez y Aldama, una función de distribución multivariada de valores extremos debe satisfacer las restricciones de Fréchet y las condiciones impuestas por el postulado de estabilidad, Ramírez y Aldama, 2000, y Aldama y Ramírez, 2002. Los mismos autores indican que Gumbel propuso el modelo logístico que satisface esas condiciones y restricciones; el modelo logístico toma la forma

$$\tilde{F}_{qV}(\tilde{Q}_p, \tilde{V}) = \exp \left\{ - \left[[-\ln \tilde{F}_q(\tilde{Q}_p)]^m + [-\ln \tilde{F}_V(\tilde{V})]^m \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (5)$$

Donde $m \in [1, \infty]$ representa un parámetro de asociación; cuando $m=1$ se presenta el caso de independencia estocástica, y cuando $m \rightarrow \infty$ el caso de dependencia completa. Para satisfacer el postulado de estabilidad de Fréchet (Ramírez y Aldama, 2000, Aldama y Ramírez, 2002), las distribuciones marginales univariadas de valores extremos, $\tilde{F}_q(\tilde{Q}_p)$ y $\tilde{F}_V(\tilde{V})$, pueden ser de uno de los tres tipos siguientes: I Gumbel, II Fréchetó III Weibull.

La distribución Gumbel es muy utilizada para la representación de gastos de descarga máximos anuales y volúmenes máximos anuales. Sin embargo, se ha

encontrado que cuando $\tilde{F}_q(\tilde{Q}_p)$ y $\tilde{F}_V(\tilde{V})$ representan funciones de distribución Gumbel mezcladas (también llamadas doble Gumbel), el postulado de estabilidad también se satisface. Las distribuciones mezcladas suelen utilizarse en el caso de la representación de datos que pertenecen a dos poblaciones (González, 1970, Rossi et al, 1984).

El parámetro de asociación m presentado en la ecuación 5 puede calcularse en términos del coeficiente de correlación, ρ , entre los de \tilde{Q}_p y \tilde{V} dados en las ecuaciones 3 y 4, expuestas anteriormente.

En el estudio realizado se utilizaron directamente los valores del gasto de pico y volumen sin estandarizar.

i. Periodo de retorno conjunto

Para una variable aleatoria X , el periodo de retorno T , en años, correspondiente a un evento de magnitud x , se define como el inverso de la probabilidad de que en un año cualquiera, el evento x sea igualado o excedido, esto es

$$T = \frac{1}{P(X > x)} \quad (6)$$

Es decir, el inverso de dicho periodo de retorno, en términos de la probabilidad de no excedencia es

$$\frac{1}{T} = P(X > x) = 1 - F(x) \quad (7)$$

Para el caso de una función bivariada, Ramírez y Aldama consideran que el evento correspondiente al gasto máximo anual x y el volumen máximo anual y son excedidos simultáneamente, de tal manera que el periodo de retorno es

$$T = \frac{1}{P(X > x, Y > y)} \quad (8)$$

Como se observa en la Figura I.7, el inverso de dicho periodo de retorno, en términos de la función de distribución bivariada y de las funciones marginales, se obtiene como

$$\frac{1}{T} = P(X > x, Y > y) = 1 - F(x) - F(y) + F(x, y) \quad (9)$$

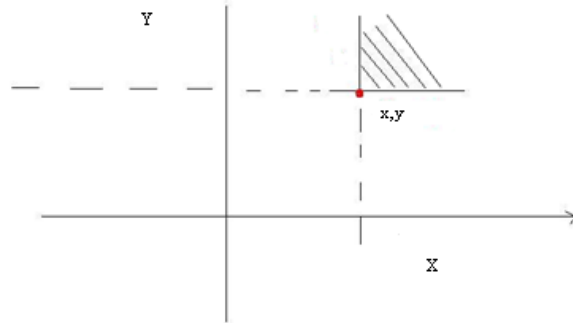


Figura 3.5. Región para la estimación del periodo de retorno conjunto

ii. Estimación de eventos de diseño

De acuerdo con la forma de la ecuación 9, que cuantifica al inverso del periodo de retorno conjunto, existe un número infinito de pares de valores de $x = Q_p$ y de $y = V$, que corresponden a un periodo de retorno dado; por ello, según Ramírez y Aldama es necesario determinar cuál de esos pares produce los efectos más adversos en la presa a ser diseñada o revisada.

Si $Z_m = Z_m(Q_p, V)$ representa la elevación más alta de la superficie libre del agua que se alcanza en un embalse, una vez que el hidrograma de entrada definido por una pareja de Q_p y V que cumple con la ecuación 9 es transitado por dicho embalse, la combinación que produce los peores efectos puede estimarse resolviendo un problema de optimización no lineal

$$\text{máx}_{(Q_p, V)} Z_m = Z_m(Q_p, V) \quad (10)$$

sujeto a

$$T_{Q_p V} = \frac{1}{1 - F_q(Q_p) - F_V(V) + F_{qV}(Q_p, V)} \quad (11)$$

Donde $T_{Q_p V}$ es conocido.

Cabe señalar que conocer $F_{qV}(Q_p, V)$ no solamente permite la determinación del periodo de retorno conjunto $T_{Q_p V}$, sino también los periodos de retorno del gasto de descarga T_{Q_p} y del volumen T_V , a partir de (Ramírez y Aldama, 2000)

$$T_{Q_p} = \frac{1}{1 - F_q(Q_p)} \quad (12)$$

$$T_V = \frac{1}{1 - F_V(V)} \quad (13)$$

Para determinar el gasto de pico y el volumen de una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto, se debe determinar primero la función de distribución bivariada, $F_{qV}(Q_p, V)$. Los parámetros que la caracterizan pueden estimarse con el método de máxima verosimilitud (Kite, 1998), usando un algoritmo genético.

Una vez obtenidos los parámetros de la función bivariada, para un periodo de retorno dado, el problema de optimización planteado en las ecuaciones (10) se resuelve dando varios valores a Q_p , y encontrando para cada uno el valor de V que satisface la ecuación 11.

Para cada pareja de valores Q_p, V obtenidos, se puede generar una avenida de diseño de gran volumen, de gran gasto de pico o intermedia (Figura 1.8); para identificar la más desfavorable se simula el tránsito de cada una de las avenidas por el vaso de la presa.

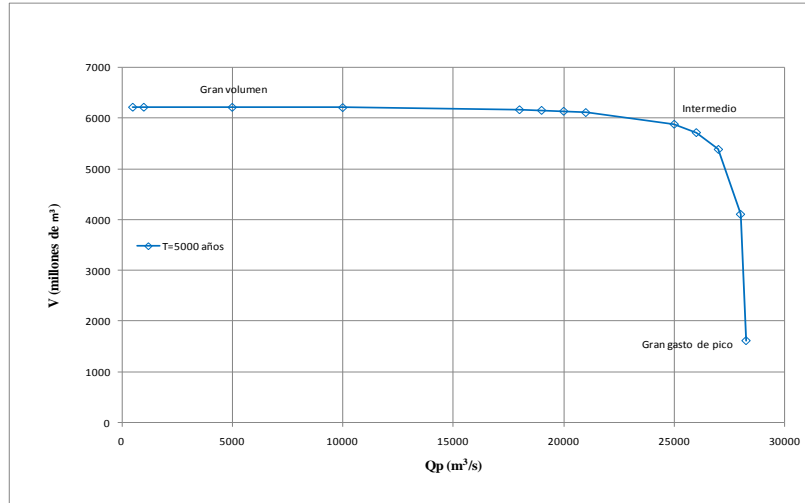


Figura 3.6.- Curvas de eventos de diseño Q_p , V

iii. Construcción de la avenida de diseño con hidrogramas hermitianos

Con el fin de simplificar la descripción de un hidrograma, $Q = Q(t)$, donde Q representa el caudal y t el tiempo, es muy conveniente su parametrización. La forma más sencilla de parametrización de un hidrograma debe contener los parámetros más importantes, a saber: el caudal pico, Q_p , el tiempo de pico, t_p , y el volumen de escurrimiento, V . Ramírez y Aldama, 2000, proponen una parametrización simple en términos de una familia de polinomios hermitianos de grado impar.

Un hidrograma construido sobre la base de polinomios de grado $2n + 1$ que pertenecen a esta familia y sus derivadas por arriba del orden n son continuas en el comienzo del hidrograma, en su punto máximo y en su porción final. Además, todos los miembros de la familia tienen el mismo volumen de escurrimiento para un caudal pico y tiempo base, t_b , dado por

$$t_b = \frac{2V}{Q_p} \quad (14)$$

Así, un hidrograma triparamétrico hermitiano de tercer orden se puede estimar como (Ramírez y Aldama, 2000):

$$Q(t) = \begin{cases} Q_p \left[3 \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \right] & ; 0 \leq t \leq t_p \\ Q_p \left[1 - 3 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^2 + 2 \left(\frac{t - t_p}{t_b - t_p} \right)^3 \right] & ; t_p \leq t \leq t_b \\ 0 & ; t \geq t_b \end{cases} \quad (15)$$

Mientras que el tiempo base y el tiempo de pico se aproximan de la manera siguiente (Ramírez y Aldama, 2000):

$$t_b = \frac{2V}{Q_p} \quad (16)$$

$$t_p = \frac{3}{8} t_b \quad (17)$$

Un ejemplo de la forma adoptada por este tipo de hidrograma se ilustra en la Figura I.9.

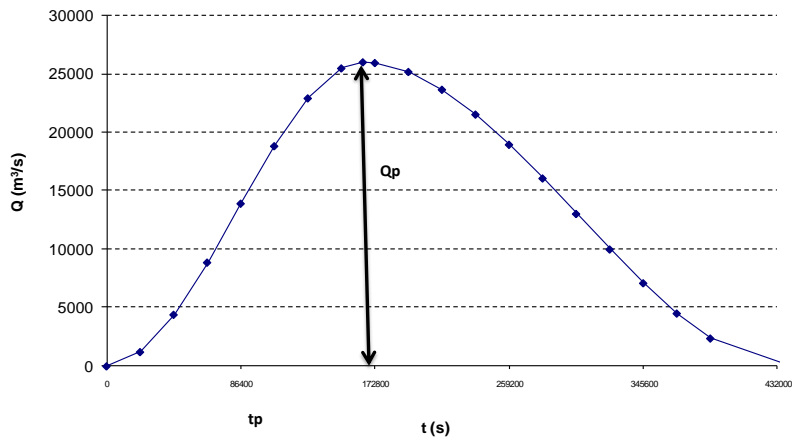


Figura 3.7. Ejemplo de un hidrograma unitario triparamétrico

El principal inconveniente del método de Ramírez y Aldama es la subjetividad inherente a la estimación del volumen total de la avenida, ya que en la práctica las avenidas históricas puede presentar varios gastos de pico sucesivos (Figura 3.8), lo que dificulta establecer dónde inicia y dónde termina el hidrograma.

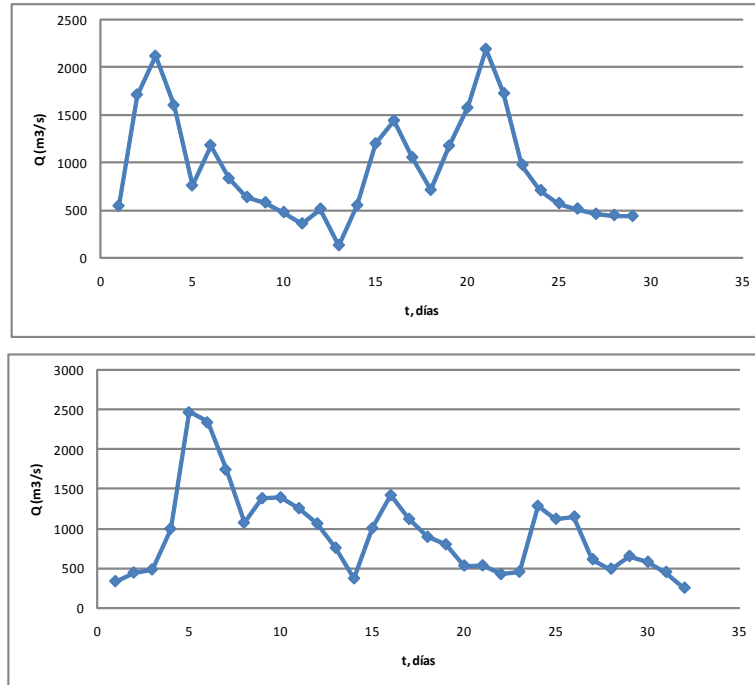


Figura 3.8. Ejemplo de avenidas históricas con múltiples gastos de pico sucesivos

3.3.- Método basado en el espectro de densidad de potencia

i. Conceptos sobre densidad espectral

En el Análisis de Fourier se considera que la serie de tiempo $x(t)$ es el resultado de la suma de cierto número (N) de senoides y cosenoides de distinta amplitud (a_n y b_n), cada una de ellas asociadas a una frecuencia (f_n), y que a esta suma se le agrega la constante $\frac{1}{2}a_0$, por lo que la serie de tiempo está dada como (Fuentes M., 2008):

$$x(t) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{n=1}^N [a_n \cos(2\pi f_n t) + b_n \text{sen}(2\pi f_n t)] \quad (18)$$

Empleando relaciones entre las funciones circulares trigonométricas, también se escribe así:

$$x(t) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{n=1}^n A_n \text{sen}(2\pi f_n t + \phi_n) \quad (19)$$

o bien

$$x(t) = \sum_{i=-N}^N A_n e^{2\pi f_n t}$$

donde $A_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ y $\phi_n = \text{ang } \tan(a_n / b_n)$.

Por medio de la teoría espectral es posible encontrar el número N con la menor cantidad de senoides (las más relevantes), y sus correspondientes frecuencias y ángulos de fase, que permitan representar a la serie de tiempo con una aproximación adecuada.

Lo anterior permite considerar solamente a los sumandos (componentes o señales) más importantes en la suma de senoides, de manera que si se realizara la suma con estos términos, prácticamente se formaría la serie de tiempo.

Para obtener los componentes más relevantes de un registro de gastos medios diarios y la frecuencia que le corresponde a cada uno de ellos, se calcula el espectro de densidad de potencia de varios registros de gastos medios diarios, en un lapso de alrededor de seis meses, para aquellos años en que se presentaron los gastos mayores del escurrimiento.

Se dice que el espectro de potencia es igual a la gráfica del espectro de densidad de potencia. En ella aparecen dibujados los módulos $|X(\omega)|$ de la transformada de Fourier de la serie de tiempo $x(t)$, contra la frecuencia angular ω ó la lineal $f = \omega / 2\pi$.

Para algunos casos particulares se tienen resultados muy útiles, como es el espectro de potencia cuando $x(t)$ es igual a una senoide. Sea $x(t) = A \text{sen}(2\pi f_0 t + \phi)$, cuyo espectro de densidad de potencia es igual a una función de la amplitud A al cuadrado dividida en cuatro. Cuando la serie de tiempo está formada por la suma algebraica de cierto número de senoides de distinta amplitud, frecuencia y ángulo de fase, las ordenadas más grandes del espectro de potencia corresponden a las senoides de mayor amplitud, y en sus abscisas se tendrían sus frecuencias. De este modo, se diría que ellas son las más relevantes.

La periodicidad más importante de la serie de tiempo queda definida a partir de la frecuencia de mayor ordenada del espectro de potencia.

Para los gastos medios diarios se considera que la época de lluvias está formada por varios trenes de tormentas, y que al tren más importante se le puede asignar la periodicidad de las señales o senoides más grandes observadas en el espectro de potencia de registros de un lapso del orden de seis meses, y por la naturaleza de las lluvias, es de esperar que sea de entre 3 y 40 días.

3.3.1.-Periodicidad

Para encontrar la periodicidad se toma en cuenta que $x(t)$ es una función de la variable real t , que cuando cumple con $x(t) = x(t+T)$, es una función periódica con periodo T real. Cuando $x(t)$ no lo cumple, se dice que es una función aperiódica.

3.3.2.-Transformada de Fourier

La Transformada de Fourier de la función $x(t)$ real aperiódica es igual a la función $X(\omega)$

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-j\omega t} dt \quad (20)$$

donde $j = \sqrt{-1}$ y $\omega = 2\pi f$.

3.3.3.-Transformada inversa de Fourier

La Transformada inversa de Fourier es la operación opuesta para obtener $x(t)$ a partir de $X(\omega)$, y está dada como

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega)e^{j\omega t} d\omega \quad (21)$$

La cantidad $\frac{1}{2\pi}|X(\omega)|d\omega$ representa una magnitud infinitesimal de una senoide o cosenoide (también llamada armónico), con frecuencia angular igual a ω . La magnitud $|X(\omega)|$ es finita, y al dibujar los valores de $|X(\omega)|$ contra ω se encuentra el espectro de magnitud continuo.

Al espectro de densidad de potencia de una serie de tiempo $x(t)$ se le define de dos maneras:

a) En el lapso que inicia en $-T/2$ y concluye en $T/2$

$$G(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} |F(\omega)|^2 \quad (22)$$

donde

$$F(\omega) = \int_{-T/2}^{T/2} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (23)$$

b) De acuerdo con el teorema de Wiener-Khintchine, el espectro de densidad de potencia $G(\omega)$ está dada como

$$G(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} R(\tau) e^{-i\omega \tau} d\tau \quad (24)$$

donde $R(\tau)$ es la autocorrelación de $x(t)$, que en términos de $G(\omega)$ cumple con

$$R(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} G(\omega) e^{-i\omega \tau} d\omega \quad (25)$$

La función de autocorrelación $R(\tau)$ de $x(t)$ se define como

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) x(t + \tau) dt \quad (26)$$

Para el caso particular en que el orden τ de la función de autocorrelación sea cero, se obtiene la variancia de la serie de tiempo $x(t)$, dentro de un intervalo de tiempo igual a $2T$, y de acuerdo con la ecuación 25 se tendría, para $\tau = 0$

$$R(0) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} G(\omega) e^{-i\omega 0} d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} G(\omega) d\omega$$

Se afirma que el área bajo la gráfica de la función de densidad espectral es igual a la variancia de la serie de tiempo.

El espectro de densidad de potencia cumple con $G(\omega) \geq 0$ para toda ω .

La potencia total de la banda $\omega_1 \leq \omega \leq \omega_2$ está dada por

$$P_T = \frac{1}{2\pi} \int_{\omega_1}^{\omega_2} G(\omega) d\omega \quad (27)$$

Como el espectro es una función par, $G(\omega) = G(-\omega)$, se acostumbra emplear el espectro de un solo lado, $S(\omega)$, definido como

$$S(\omega) = 2G(\omega) \quad (28)$$

para $\omega \geq 0$

Para una serie de tiempo igual a una senoide del tipo

$$x(t) = A \text{sen}(2\pi f_0 t + \phi) = A \text{sen}(\omega_0 t + \phi) \quad (29)$$

el espectro de densidad de potencia es

$$G(\omega) = \frac{A^2}{4} \delta(\omega - \omega_0) + \frac{A^2}{4} \delta(\omega + \omega_0) \quad (30)$$

donde $\delta(\omega)$ es la función impulso o delta de Dirac (Figura I.11), que está definida como

$$\delta(\omega) = \begin{cases} \infty & \text{si } \omega = 0 \\ 0 & \text{si } \omega \neq 0 \end{cases} \quad (31)$$

Esta función cumple con la condición siguiente:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(\omega) d\omega = 1 \quad (32)$$

La función delta de Dirac se puede aproximar como un rectángulo de ancho $\Delta\omega$ y altura $1/\Delta\omega$, para que satisfaga la ecuación 31 (Figura I.12).

En el caso de que la función del tiempo sea la senoide $x(t) = A \text{sen}(\omega_0 t + \phi)$, el espectro de densidad de potencia tiene la gráfica mostrada en la Figura I.13 para el caso continuo, o la de la Figura I.14 para la aproximación basada en la delta de Dirac.

En vista de la simetría del espectro de densidad de potencia cuando se considera que la serie de tiempo está dada por un número grande de senoides, resulta más simple manejar solo la parte del eje de frecuencias positivo.

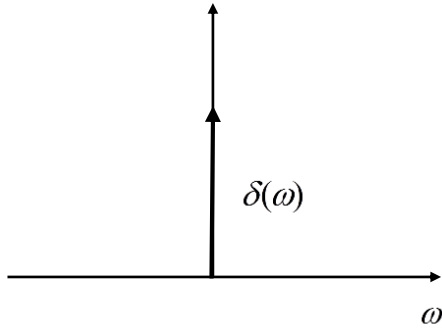


Figura 3.9. Función delta de Dirac

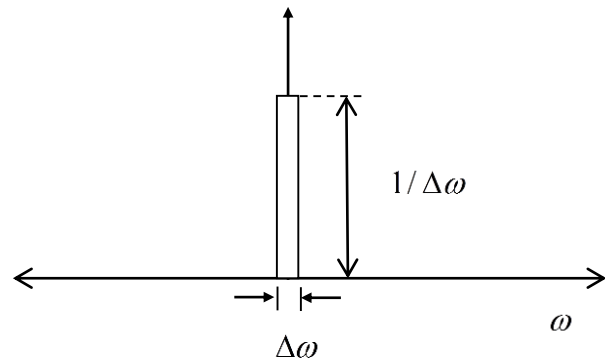


Figura 3.10. Representación discreta de la función delta de Dirac

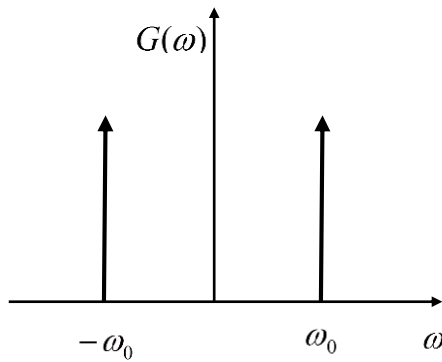


Figura 3.11. Espectro de potencia de una senoide. Forma continua

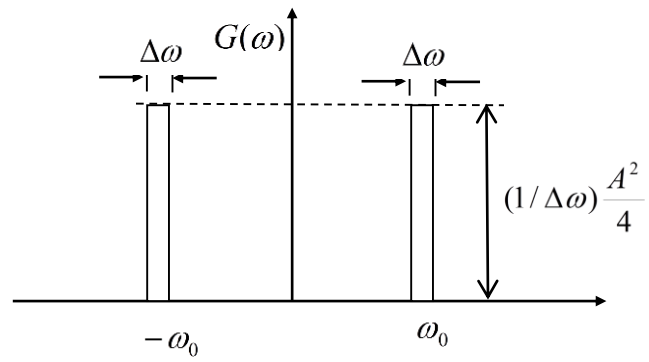


Figura 3.12. Espectro de potencia de una senoide. Forma discreta

Para conservar el valor del área de la función de densidad espectral (es decir, la variancia de la serie de tiempo), las ordenadas del lado derecho del espectro se multiplican por 2; así, el espectro de un solo lado de una senoide de amplitud A y frecuencia ω_0 es como el mostrado en la Figura I.15.

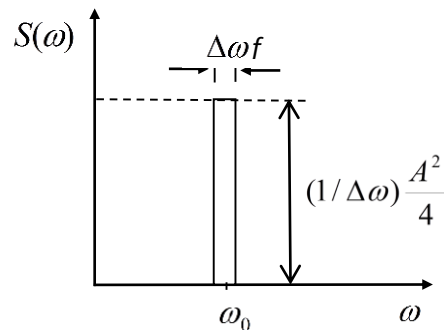


Figura 3.14. Espectro de potencia de un solo lado de una senoide

En algunas ocasiones se maneja, en lugar de la frecuencia angular ω , la frecuencia

$$f = \omega / 2\pi = 1/T \quad (33)$$

Siendo T el periodo.

En el caso particular de que la serie de tiempo sea igual a una sola senoide

$$x(t) = A \text{sen}(2\pi f_0 t + \phi) = A \text{sen}(\omega_0 t + \phi) \quad (34)$$

Cuando la serie de tiempo sea igual a la suma de tres senoides de amplitud, frecuencia y ángulos de fase distintos

$$x(t) = A_1 \text{sen}(\omega_1 t + \phi_1) + A_2 \text{sen}(\omega_2 t + \phi_2) + A_3 \text{sen}(\omega_3 t + \phi_3) \quad (35)$$

El espectro quedaría como en la Figura I.19

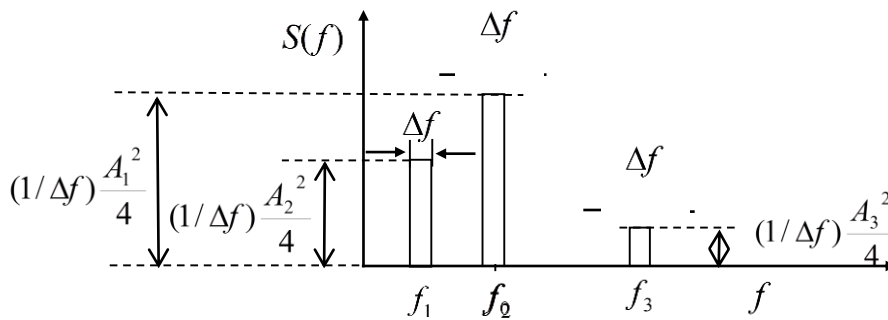


Figura 3.13. Espectro de potencia de un solo lado de tres senoides de amplitudes distintas

Cuando el número de senoides N es grande, la gráfica del espectro de densidad de potencia de un solo lado puede quedar como se muestra en la Figura I.17.

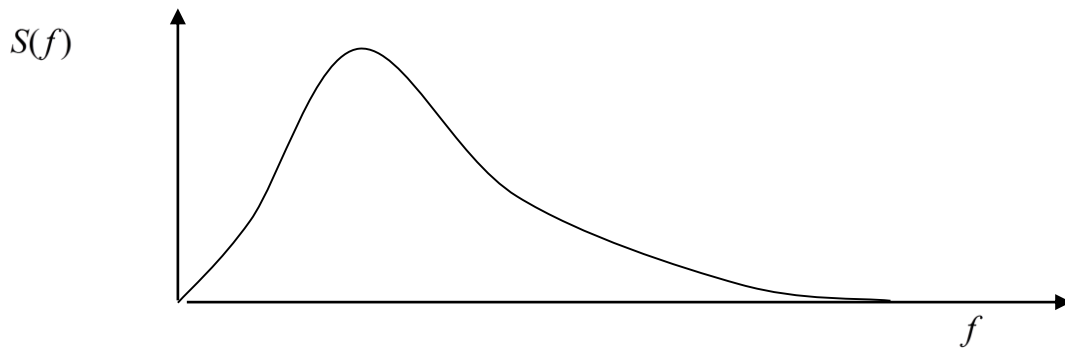


Figura 3.15. Espectro de potencia de un solo lado de un número grande de senoides

Para facilitar la estimación del periodo $T_0 = \frac{1}{f_0}$, se cambió la escala en el eje horizontal al representar, en lugar de la frecuencia f_0 al periodo T_0 , modificación que se aprecia en la Figura I.18.

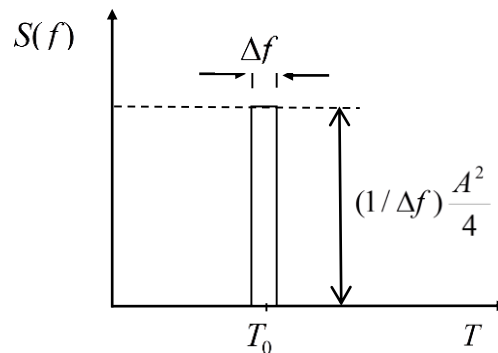


Figura 3.16. Espectro de potencia con periodos en el eje horizontal

ii. Procedimiento para estimar hidrogramas de diseño para el tránsito en cauces

Con este método se definen los hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno con varios gastos máximos para un tiempo base de varias semanas, a partir de la información registrada de caudales diarios en una estación hidrométrica.

En los hidrogramas de una sola tormenta, al inicio del escurrimiento directo y del tiempo base se aprecia un incremento brusco del gasto hasta el tiempo que cesa el flujo superficial, causado por la lluvia que no se infiltró en la cuenca. Sin embargo,

cuando el hidrograma es resultado de varias tormentas, el tiempo base se considera igual al tiempo que transcurre desde que inicia el escurrimiento directo de la primera tormenta hasta el tiempo que cesa el gasto de la última tormenta que se considera parte de un conjunto, que se repiten con cierta periodicidad.

Los pasos a seguir con este procedimiento se describen a continuación.

3.3.5.-Datos básicos

Para definir el tiempo base del hidrograma de un tren de tormentas se emplea un registro de gastos medios diarios de varios años, como si fuera una serie de tiempo $x(t)$, donde t está en días.

En este método se utilizan los conceptos relativos a la función de densidad espectral, debido a que uno de los aspectos importantes del estudio de las series de tiempo se refiere a las posibles repeticiones de un conjunto de valores consecutivos (grandes o pequeños), dentro de todo el registro $x(t)$ (en este caso, de gastos medios diarios).

3.3.6.-Estimación del tiempo base de los hidrogramas

La estimación de los tiempos base a partir de los espectros de densidad de potencia se basa en los gastos medios diarios más grandes ocurridos en un intervalo de tiempo del orden de 4 meses consecutivos, bajo la consideración de varios años registrados.

3.3.7.-Selección de los años con valores promedio más grandes en cada año

Para seleccionar los gastos medios diarios más grandes en lapsos de más de m días, se obtienen los valores promedio más grandes en cada año de los gastos medios diarios en m , $2m$, $3m$ y $4m$ días consecutivos. Junto al valor promedio, es conveniente identificar el mes y día en que inicia el conjunto de gastos medios diarios de cada año.

Se hace una revisión conjunta de los valores anteriores y se escogen los años en que se presentaron los gastos medios más grandes.

Para contar con una cantidad suficiente de valores para el cálculo de las funciones de densidad espectral para los años escogidos, también se determina el valor promedio más grande de un número grande de días consecutivos, por ejemplo, el promedio de los 256 gastos medios diarios consecutivos mayores de cada año. Es importante verificar que el conjunto de valores promedio más grandes de m , $2m$, $3m$ y $4m$ días, identificados previamente, estén comprendidos en el intervalo de tiempo del cálculo del gasto promedio de un número grande de días.

Cabe señalar que el empleo de 256 datos se relaciona con la idea de que en el cálculo del espectro de densidad de potencia, en cierto momento se consideran 16 registros de 16 días, 8 de 32 días, y 4 de 64 días, en cada año.

3.3.8.-Cálculo de los espectros de densidad de potencia

Los espectros de densidad de potencia se calculan con la Transformada Rápida de Fourier (TRF), y es necesario contar con un programa de cómputo para obtener la transformada discreta de Fourier de manera eficiente.

Se sugiere escoger conjuntos de gastos medios diarios con 256 elementos, porque el algoritmo empleado de la TRF considera a los números en base 2, y por ello es conveniente emplear un número de datos por transformar que sea igual a una potencia entera de 2 (como son 256, 128, 64 ó 32). De esta manera se consigue una mejor aproximación, al no requerirse correcciones o filtros para reducir el error de cálculo.

Para cada conjunto de 256 datos se determina el espectro de densidad de potencia. En las gráficas de los espectros de potencia se sugiere utilizar, en su eje horizontal, una escala de periodos en lugar de frecuencias, para que se determinen directamente los periodos de las senoides que tienen las mayores amplitudes.

3.3.9.-Selección del tiempo base

Se identifica y compara el periodo del componente principal de los espectros de potencia entre los distintos años, y se selecciona el tiempo base de los hidrogramas que incluyen a los escurrimientos originados por un tren de tormentas. En dichos hidrogramas se incluirán conjuntos de gastos medios diarios asociados a cada periodo de retorno de interés, cuyo número será igual al número de días del tiempo base.

3.3.10.-Orden en el acomodo en el tiempo de los gastos del hidrograma

Se emplea un promedio de los hidrogramas de modo que se conserve el volumen escurrido en los días consecutivos que dura el tiempo base, así como la forma de aquellos hidrogramas medidos en los que se presentaron los mayores gastos registrados históricamente. Para ello se propone ordenar los gastos diarios estimados a partir de los gastos medios diarios de los hidrogramas que registraron el mayor volumen de escurrimiento, y se obtiene un promedio ponderado de los gastos diarios de estos hidrogramas.

Una vez que se dispone de los hidrogramas de gastos medios diarios en el número de días que dura el tiempo base, para los años en que fueron más grandes los escurrimientos, se busca el valor del gasto más grande entre ellos. Los gastos medios se dividen entre este valor máximo para construir hidrogramas relativos.

Se obtiene el promedio de los hidrogramas relativos, con lo que se determina el denominado hidrograma relativo promedio. Con base en dicho hidrograma se define la forma de los hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno, de modo que se toma en cuenta a los hidrogramas que contenían los mayores gastos medios diarios, y se proporciona mayor peso al hidrograma que tuvo el gasto medio más grande.

En el hidrograma relativo promedio se identifica el valor más grande, y a dicha cantidad se le asignará el número 1 porque corresponde al mayor de los valores de

gasto promedio relativo. Se le asigna el número 2 al gasto promedio relativo más grande que se encuentra antes o después que el gasto al que se le asignó el número 1. El 3 corresponde al mayor de los valores ubicados junto a los designados anteriormente como 1 y 2. El 4 se le asigna a la mayor de las cantidades ubicadas junto a los tres gastos que ya se les asignó un número (1, 2 y 3), ya sea antes o después, y así sucesivamente. De esta manera, se ordenan los gastos del hidrograma relativo promedio, respetando los valores de los gastos promedio en 1, 2, 3,..., n días consecutivos.

3.3.11.-Obtención de hidrogramas de diseño multipicos

Los hidrogramas de cuencas grandes con un tiempo base mayor a 4 días presentan varios gastos máximos, en el sentido que se le da a los valores máximos de una función de una variable, cuando la gráfica del hidrograma es creciente hasta alcanzar cierta ordenada, y de inmediato descienden los gastos. Generalmente, en plazos mayores a 4 días en cuencas grandes, es probable que ocurra más de una tormenta en zonas interiores distintas de ellas.

Para los estudios de inundaciones por desbordamiento de ríos, el volumen del escurrimiento que se obtiene al considerar el área bajo la curva que representa al hidrograma durante todo el tiempo base, es proporcional al volumen de la inundación por desbordamiento de las corrientes naturales.

El volumen del escurrimiento resulta más importante que el valor más grande de los gastos máximos (gasto de pico del hidrograma), ya que casi siempre el volumen que aporta es pequeño respecto al que se tiene durante un plazo igual al del tiempo base, aunque sirve para identificar el tiempo en que ocurren los gastos más grandes de desbordamiento.

3.3.12. Cálculo de los valores promedio máximos anuales para distintas duraciones

Para cada uno de los años en que se dispone de información de los gastos medios diarios de la estación analizada, se escogen los valores promedio más grandes de estos gastos, en intervalos de 1, 2, 3, ..., n días consecutivos, donde n corresponde al número de días del tiempo base.

Los valores promedio en un día corresponden a un periodo de retorno igual al número de años de registro más uno. Los valores promedio máximos, para 2 o más días, difícilmente ocurrieron el mismo año (por ejemplo, el gasto promedio en tres días más grande puede ocurrir el año i, mientras el gasto promedio máximo de 6 días se presenta en el año j).

3.3.13. Ajuste de distribuciones de probabilidad a los valores promedio de varias duraciones

A los valores promedio máximos anuales de la duración igual a n días, siendo $n = 1, 2, 3, \dots, N$, donde N representa al número de días que dura el tiempo base, se les ajusta una distribución de probabilidad. Una opción para realizar los ajustes de las distribuciones de probabilidad a los valores de gasto promedio de n días, es el empleo del programa AX del Cenapred (Jiménez, 1998).

Una vez realizados los ajustes de varias distribuciones de probabilidad, se escoge aquella distribución que proporcione el menor error estándar de ajuste, para obtener con ella los valores promedio estimados para distintos periodos de retorno, para todas las duraciones de interés.

3.3.14. Disgregación de los volúmenes acumulados

Los valores de gasto relacionados a cada periodo de retorno (T_r) corresponden a gastos promedio en N días consecutivos. Para formar los hidrogramas de gastos medios diarios, se requiere desagregar los gastos promedio en N días consecutivos a N gastos (medios) diarios.

Para cada periodo de retorno, primeramente se forma un conjunto con N gastos medios diarios, siendo N igual al número de días del tiempo base. Se utilizan las estimaciones de gastos promedio en m días, q_m , (donde el gasto está en m^3/s y $m = 1, 2, \dots, N$), para un periodo de retorno en estudio.

El primer gasto medio diario es igual al gasto promedio para la duración de un día.

$$Q_1 = q_1 \quad (36)$$

Si Δt es el número de segundos en un día, el volumen escurrido en m días consecutivos es igual a

$$V_m = q_m m \Delta t \quad (37)$$

El volumen escurrido en los primeros $m-1$ días consecutivos es

$$V_{m-1} = q_{m-1} (m-1) \Delta t \quad (38)$$

y el volumen escurrido en el m -ésimo día será

$$v_m = q_m m \Delta t - q_{m-1} (m-1) \Delta t = [q_m m - q_{m-1} (m-1)] \Delta t \quad (39)$$

Al dividir entre el tiempo Δt , se obtiene que el gasto medio del día m es igual a

$$Q_m = m q_m - (m-1) q_{m-1} \quad (40)$$

que es una expresión válida para $m = 2, 3, \dots, N$

3.3.15. Hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno

Los gastos individuales calculados en 4.3 pueden ordenarse según lo descrito en el apartado 3, y con ello obtener la forma de los hidrogramas para distintos periodos de retorno.

3.3.16. Construcción del hidrograma de diseño con envolventes considerando gasto de pico y volumen de diseño

Los procedimientos tradicionales para dar la forma a las avenidas de diseño (como son los hidrogramas hermitianos triparamétricos (Ramírez y Aldama, 2000), y con otras formas propuestas en la literatura, como la Gama (por Hiemstra y Francis, 1979) se obtienen avenidas unimodales, lo cual muchas veces no corresponde con las avenidas reales como las que se muestran, a manera de ejemplo, en la Figura 8 antes presentada.

Con objeto de tomar en cuenta la forma de las avenidas históricas más importantes y al mismo tiempo conservar el gasto de pico (en este caso para una duración de 1 día) y el volumen de la avenida de diseño, obtenidos mediante un análisis bivariado, se propone el siguiente procedimiento.

Si se considera el registro histórico de las avenidas máximas anuales, incluyendo el máximo gasto medio diario, se puede determinar una envolvente de los máximos de dichas avenidas (Tabla 1, columna 2); posteriormente se puede normalizar dicha envolvente dividiendo entre el gasto de pico máximo de la envolvente (Tabla 1, columna 3).

La envolvente normalizada se multiplica por un factor en cada una de sus ordenadas excepto en la del pico; dicho factor se calcula de manera que el área bajo el hidrograma de diseño sea igual al volumen de la avenida de diseño calculado a partir de un análisis bivariado:

$$F = \frac{V - (Q_p \Delta t / 10^6)}{\left[q_0 + 2q_{p-1} + q_n + 2 \left(\sum_{i=1}^{p-2} q_i + \sum_{i=p+1}^{n-1} q_i \right) \right] \left(\frac{\Delta t}{2 \times 10^6} \right)} \quad (19)$$

donde: V volumen de la avenida de diseño obtenido con un análisis bivariado, en millones de m³, Q_p gasto de pico de la avenida de diseño obtenido con un análisis

bivariado, en m^3/s , Δt incremento del tiempo en segundos (1 día en este caso), q_i ordenadas de la envolvente máxima normalizada, i contador de ordenadas de la envolvente máxima normalizada, p subíndice correspondiente al gasto de pico, n total de datos del tiempo base del hidrograma normalizado.

Por ejemplo, si los datos de diseño obtenidos del análisis bivariado son $Q_p=19900$ m^3/s y $V=6836$ millones de m^3 , al aplicar la ecuación 19 usando la envolvente máxima normalizada (columna 3 de la Tabla siguiente), se obtiene un factor F de 728.4136, a partir del cual se obtiene la columna 4 de la misma tabla.

4.- APLICACIONES

En este capítulo se presenta la aplicación de las metodologías descritas para obtener la avenida de diseño para periodos de retorno desde 2 hasta 10,000 años, para la presa El Infiernillo, Mich., México.

4.1.- Método del Instituto de Ingeniería, UNAM

Se determinó la avenida de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años; para ello se determinaron los gastos medios máximos anuales en una primera etapa para duraciones de 1 a 15 días. Se consideraron los datos reportados por Domínguez et al, 2014 y Gordillo, 2015).

Tabla 3. Registro de gastos medios máximos para duraciones de 1 a 15 días

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1965	4255	4240	3989	3971	3978	3850	3722	3611	3503	3429	3380	3316	3250	3191	3135
1966	2551	2405	1952	1869	1829	1776	1725	1687	1643	1608	1581	1555	1520	1498	1493
1967	14109	12854	11456	10338	9658	9081	8539	7954	7510	7145	6779	6438	6178	5988	5806
1968	2681	2589	2441	2349	2191	2071	1973	1929	1890	1850	1831	1822	1797	1774	1741
1969	5940	5538	5167	4976	4847	4595	4414	4330	4220	4058	3942	3885	3795	3689	3573
1970	3672	3530	3426	3274	3149	3079	3092	3037	2952	2852	2776	2706	2645	2600	2543
1971	5603	5480	4818	4252	3935	3828	3835	3782	3727	3624	3519	3416	3299	3190	3094
1972	2905	2698	2605	2459	2330	2213	2177	2131	2072	2014	1976	1925	1876	1833	1799
1973	7143	6814	6108	5560	5079	4831	4509	4244	3996	3859	3745	3632	3517	3406	3293
1974	2898	2744	2653	2593	2485	2404	2297	2194	2122	2052	1978	1921	1869	1816	1820
1975	4740	4169	3714	3481	3276	3194	3079	2960	2845	2736	2642	2555	2480	2409	2365
1976	9721	7904	6537	5746	5259	4837	4461	4150	3874	3648	3468	3304	3166	3035	2924
1977	3163	2507	2275	2167	2053	1969	1872	1827	1810	1755	1709	1652	1597	1569	1535
1978	3230	3039	2661	2654	2712	2583	2486	2351	2245	2159	2081	2023	1976	1923	1866
1979	2265	2240	2116	1986	1922	1925	1910	1863	1820	1786	1734	1688	1676	1695	1704
1980	2591	2526	2513	2459	2389	2282	2204	2136	2059	2034	2015	1993	1973	1953	1919
1981	4203	4051	4006	3874	3682	3587	3490	3393	3450	3501	3550	3496	3414	3311	3247
1982	1088	1040	965	893	869	834	794	813	823	810	805	795	771	750	732

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA PRESA INFIERNILLO. MICHOACÁN. A PARTIR DE
MÉTODOS ESTADÍSTICOS Y ESPECTRALES

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1983	2059	1967	1935	1860	1828	1787	1770	1735	1718	1724	1705	1691	1676	1651	1624
1984	7409	6150	5168	4660	4325	4166	4042	3929	3894	3819	3736	3630	3527	3483	3467
1985	2344	2317	2251	2130	2006	1953	1927	1903	1865	1825	1776	1741	1716	1688	1677
1986	1817	1680	1481	1330	1239	1180	1118	1088	1064	1046	1021	985	965	951	937
1987	2688	2055	1966	1841	1732	1624	1545	1477	1417	1363	1320	1275	1238	1211	1183
1988	5929	5056	4649	4237	3974	3721	3520	3326	3159	3024	2895	2780	2690	2606	2522
1989	2714	2571	2343	2253	2180	2100	2052	2021	2019	1988	1948	1907	1850	1800	1791
1990	2153	2092	1959	1814	1736	1676	1640	1604	1575	1552	1511	1473	1441	1412	1388
1991	2550	2373	2240	2196	2052	1955	1813	1692	1599	1527	1511	1497	1447	1404	1369
1992	5070	3461	2834	2479	2299	2159	2046	1981	1923	1867	1830	1777	1720	1675	1672
1993	3674	3358	3196	3070	2892	2776	2678	2592	2516	2447	2363	2313	2250	2195	2149
1994	1755	1621	1507	1463	1404	1349	1310	1281	1255	1232	1223	1224	1227	1216	1203
1998	5514	5388	5130	4960	4681	4428	4190	3959	3796	3623	3491	3367	3276	3185	3147
1999	3020	2656	2483	2495	2524	2460	2434	2356	2342	2289	2252	2220	2186	2152	2120
2000	3573	2340	2184	2106	1955	1825	1708	1601	1497	1439	1409	1404	1361	1312	1285
2001	4064	2851	2234	1935	1636	1512	1436	1382	1343	1316	1313	1287	1268	1223	1195
2002	3510	3184	3031	2784	2526	2298	2112	1966	1850	1738	1637	1562	1492	1427	1412
2003	5949	4569	3806	3407	3162	2902	2728	2580	2462	2405	2360	2318	2291	2223	2188
2004	8118	5013	3870	3263	2864	2589	2373	2213	2094	2029	1989	1938	1918	1886	1858
2005	3741	2006	1973	1949	1890	1864	1807	1780	1726	1711	1675	1643	1614	1575	1556
2006	3147	2274	2198	2075	1913	1750	1659	1607	1540	1476	1445	1396	1368	1357	1323
2007	2828	2750	2524	2453	2449	2433	2381	2342	2314	2290	2270	2217	2174	2145	2140
2008	3519	3480	3254	3051	2933	2801	2752	2713	2626	2524	2446	2376	2335	2292	2240
2009	2106	2003	1842	1760	1686	1626	1565	1487	1426	1364	1351	1349	1332	1310	1305
2010	3737	3614	3274	3153	2995	2849	2717	2602	2623	2590	2547	2495	2432	2360	2305
2011	5243	4839	4567	4085	3789	3607	3486	3326	3181	3078	2935	2820	2749	2679	2605
2012	2282	2158	2045	1975	1932	1848	1803	1781	1739	1710	1656	1609	1571	1532	1502
2013	15207	14662	13599	11871	10681	9631	8773	8169	7724	7377	7080	6824	6638	6453	6201

A los gastos medios diarios se les realizó un análisis estadístico, obteniendo la función de distribución de probabilidades de mejor ajuste atendiendo al criterio del menor error estándar de ajuste; se presentan los resultados para las duraciones de 1, 2, 5 y 10 días en las siguientes figuras, en los que la mejor función de distribución fue la Doble Gumbel y se consideró una $p=0.92$ para todas las duraciones.

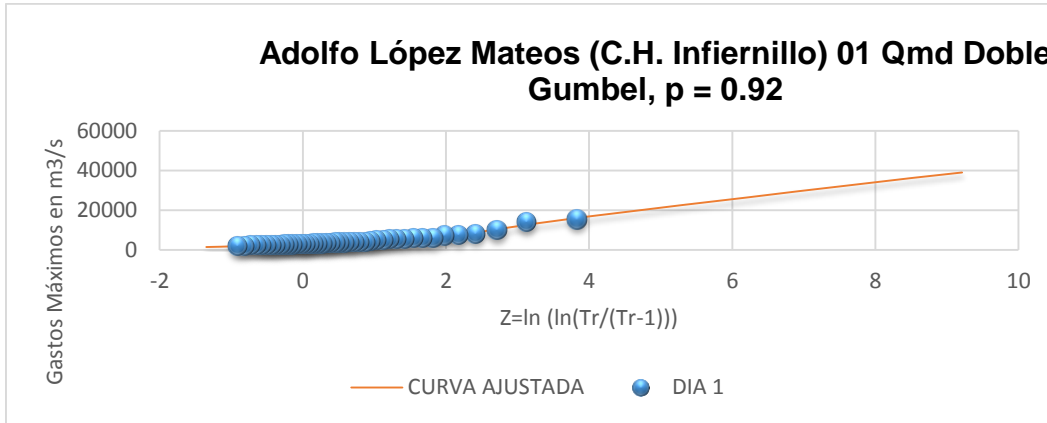


Fig. 4.1. Resultados de la extrapolación probabilística. 1 día de duración. Presa (C.H. Infiernillo), Mich.

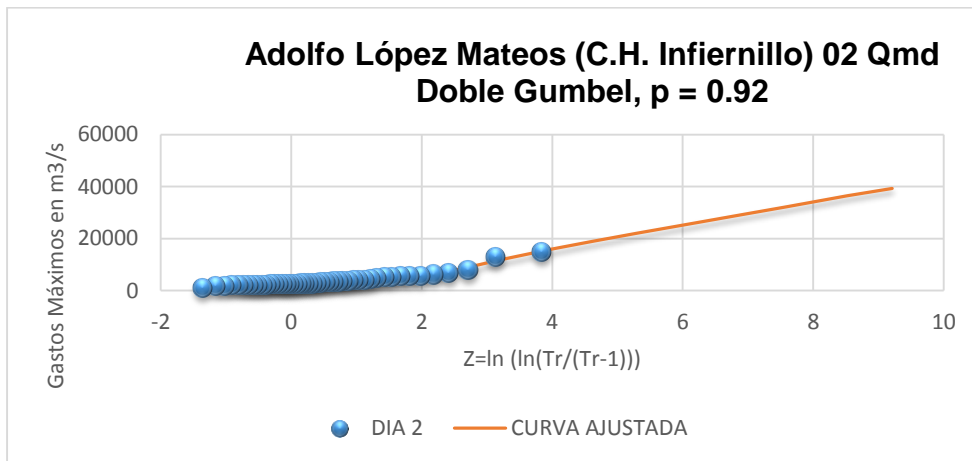


Figura 4.2. Resultados de la extrapolación probabilística. 2 días de duración. Presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

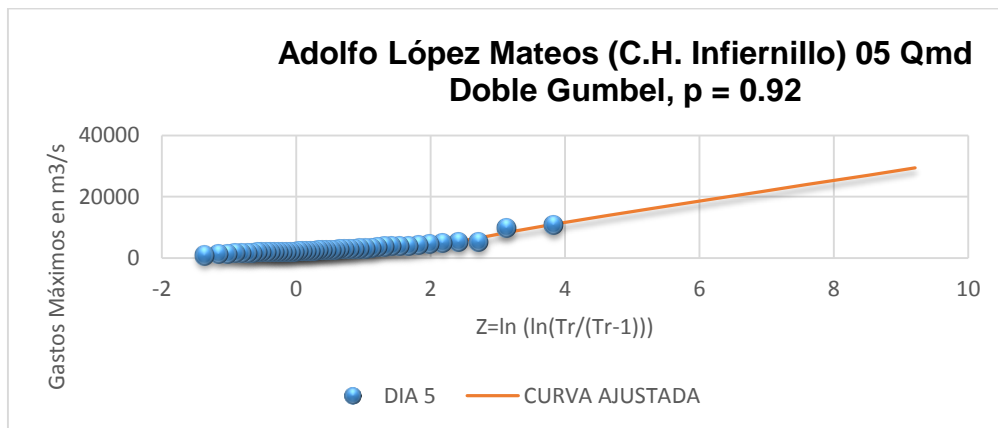


Figura 4.3. Resultados de la extrapolación probabilística. 5 días de duración. Presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

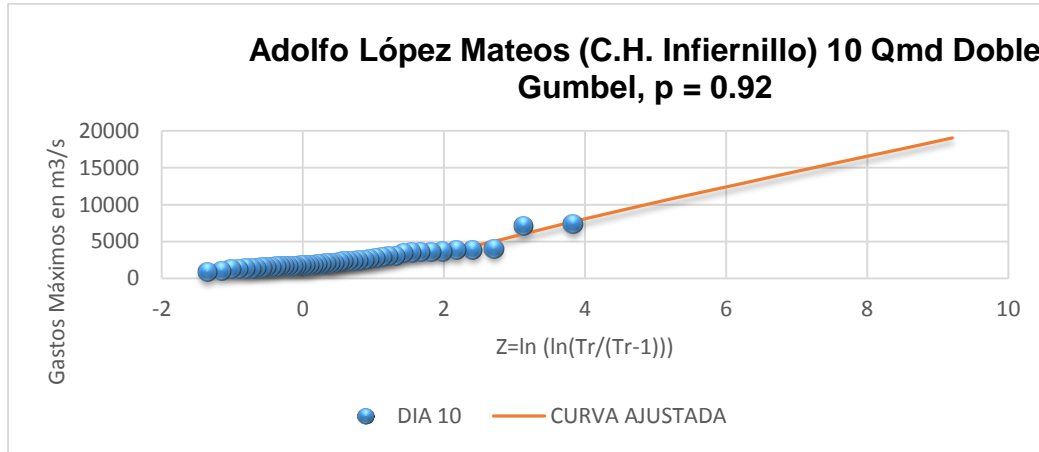


Figura 4.1. Resultados de la extrapolación probabilística. 10 días de duración. Presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

Tomando en cuenta datos extrapolados para duraciones de 1 a 15 días se construyeron curvas gasto – duración – periodo de retorno, siguiente tabla:

Tabla 4. Curva gasto-duración-periodo de retorno, extrapolados. Presa Infiernillo, Mich.

Tr/DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
2	3538	3100	2860	2688	2530	2439	2348	2252	2187	2128	2079	2029	1981	1934	1900
5	5426	4654	4224	3925	3699	3554	3418	3284	3185	3093	3020	2938	2860	2785	2726
10	7786	6500	5753	5299	4973	4747	4544	4360	4211	4077	3960	3847	3738	3639	3557
20	11745	10516	9259	8298	7590	7035	6564	6179	5885	5644	5406	5216	5062	4925	4784
50	16096	15484	14129	12478	11294	10304	9457	8752	8263	7871	7489	7158	6943	6733	6482
100	19014	18802	17389	15285	13795	12526	11438	10526	9912	9421	8953	8524	8266	8001	7674
200	21815	21987	20515	17976	16193	14660	13341	12232	11500	10916	10365	9840	9542	9224	8822
500	25448	26099	24567	21470	19306	17424	15808	14437	13552	12847	12188	11550	11197	10808	10316
1000	28162	29203	27593	24076	21628	19489	17651	16089	15102	14300	13567	12828	12434	11995	11432
2000	30898	32237	30620	26682	23951	21554	19508	17741	16615	15747	14935	14095	13672	13182	12549
5000	34405	36408	34579	30131	26988	24254	21890	19927	18650	17618	16745	15786	15291	14716	13991
10000	37245	39252	37559	32857	29417	26287	23818	21554	20116	19043	18092	17123	16586	15885	15159

Con la información recabada de gastos medios diarios se procedió a la obtención de los gastos máximos anuales mediante el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En una segunda etapa se optó por considerar una duración de 15 días para las avenidas de ingreso a la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo) (Gordillo, 2015). En la Figura 2.5 se presenta la curva gasto-duración-periodo de retorno para duraciones hasta 15 días.

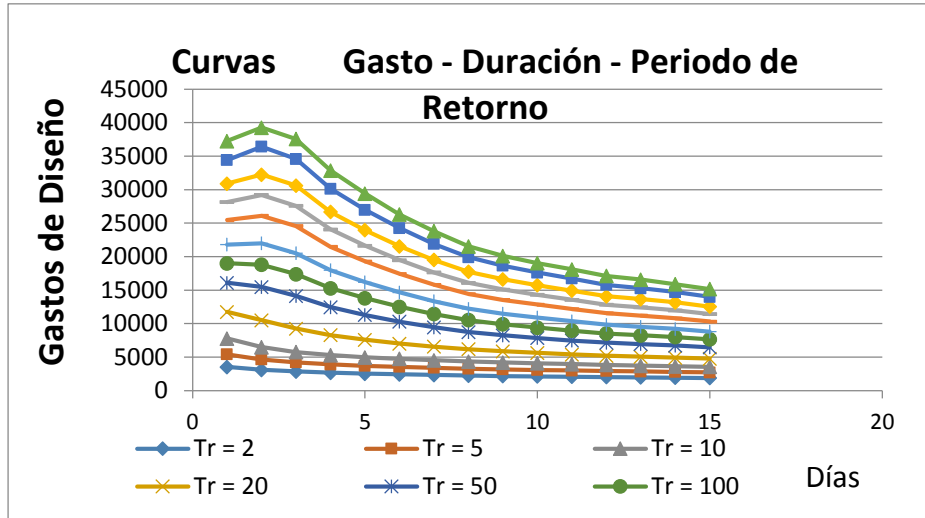


Figura 4.5. Curva Gasto – Duración – Periodo de retorno

Con los valores de gastos medios máximos extrapolados para distintos periodos de retorno de la tabla se generaron las avenidas de diseño, usando el método del Instituto de Ingeniería, en el que a partir de los gastos medios de cada día se obtuvieron los gastos individuales a partir del concepto del promedio y para dar forma a la avenida de diseño se usó el procedimiento de alternar bloques. Las avenidas de diseño diarias correspondientes a periodos de retorno de 10, 50, 100, 1000 y 10000 se indican en las Figura 4.2 a la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Así mismo en la Figura 4.3 y la Figura 4.4 se presenta la comparación con la avenida que se presentó en el año 2013 a causa de los fenómenos tropicales Manuel e Ingrid, la cual tiene una forma muy parecida a la de las avenidas de diseño calculadas. (Gordillo, 2015).

En algunos casos los datos del gasto medio máximo se modificaron ligeramente (suavizaron) para evitar obtener ordenadas negativas en los gastos individuales.

Tabla 5. Avenida de diseño Tr = 10 años.

Tr = 10 años		
d (días)	Q (m3/s)	Q ind (m3/s)
1	7786	7786.1
2	6500	5213
3	5753	4260

4	5299	3938
5	4973	3668
6	4747	3617
7	4544	3322
8	4360	3071
9	4211	3020
10	4077	2868
11	3960	2792
12	3847	2601
13	3738	2428
14	3639	2358
15	3557	2413

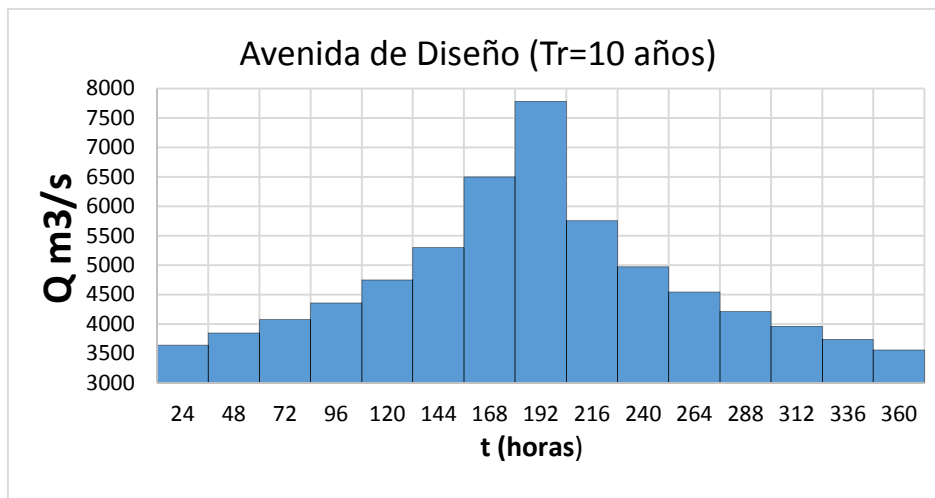


Figura 4.2. Avenida de diseño Tr = 10 años. Presa Infiernillo, Mich.

Tabla 6. Avenida de diseño Tr = 50 años.

Tr = 50 años		
d	Q	Q ind
(días)	(m³/s)	(m³/s)
1	16096	16096
2	15484	14872
3	14129	11419
4	12478	7523
5	11294	6558
6	10304	5354
7	9457	4372
8	8752	3818
9	8263	4353
10	7871	4341
11	7489	3672

12	7158	3509
13	6943	4372
14	6733	3999
15	6482	2960



Figura 4.3. Avenida de diseño Tr = 50 años. Presa Adolfo López (C.H. Infiernillo), Mich.

Tabla 7. Avenida de diseño Tr = 100 años.

Tr = 100 años		
d	Q	Q ind
(días)	(m³/s)	(m³/s)
1	19014	19014
2	18802	17785
3	17389	14200
4	15285	10138
5	13795	7835
6	12526	6180
7	11438	4911
8	10526	4144
9	9912	5001
10	9421	5001
11	8953	4270
12	8524	3803
13	8266	5175
14	8001	4555
15	7674	3092

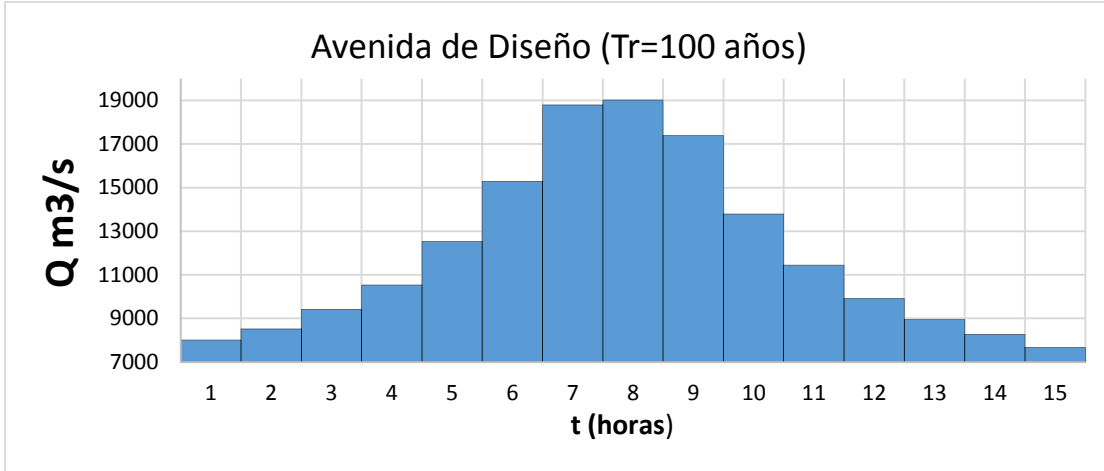


Figura 4.4. Avenida de diseño Tr = 100 años. Presa Adolfo López (C.H. Infiernillo), Mich.

Tabla 8. Avenida de diseño Tr = 1000 años.

Tr = 1 000 años		
d	Q	Q ind
(días)	(m3/s)	(m3/s)
1	28162	28162
2	29203	27137
3	27593	23600
4	24076	19100
5	21628	10141
6	19489	8791
7	17651	6625
8	16089	5155
9	15102	7200
10	14300	7087
11	13567	6232
12	12828	4696
13	12434	7715
14	11995	6284
15	11432	3556

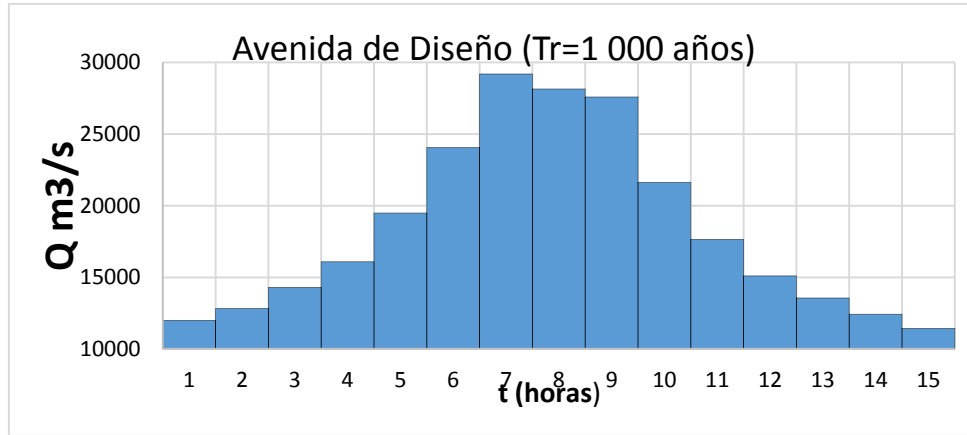


Figura 4.9. Avenida de diseño Tr = 1000 años. Presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

Tabla 9. Avenida de diseño Tr = 10000 años.

Tr = 10 000 años		
d	Q	Q ind
(días)	(m³/s)	(m³/s)
1	37245	37245
2	39252	34754
3	37559	31500
4	32857	25700
5	29417	17885
6	26287	10636
7	23818	9005
8	21554	5701
9	20116	8616
10	19043	9379
11	18092	8589
12	17123	6456
13	16586	10140
14	15885	6776
15	15159	4990

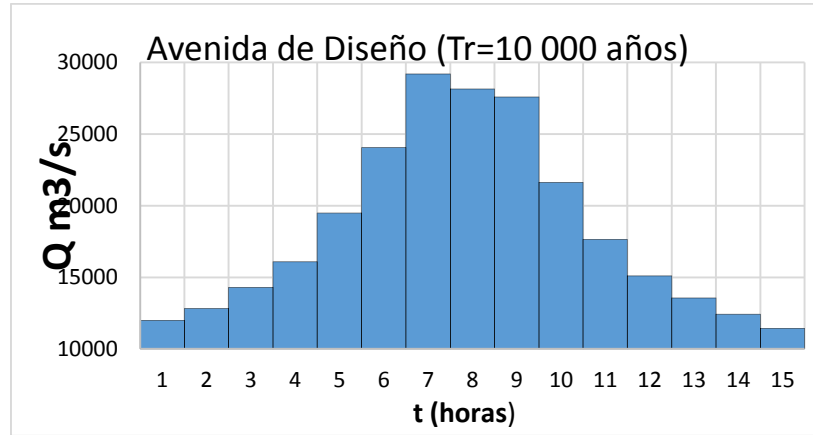


Figura 4.10. Avenida de diseño Tr = 10000 años. Presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo), Mich.

4.2.- Método de Ramírez y Aldama

Se consideraron 46 avenidas correspondientes a los gastos máximos anuales (1965-1984 y 1988-2013); cada una con distintas duraciones, ya que el inicio y final de las avenidas se consideró de manera aproximada por apreciación de los datos de gastos medios diarios. Se calculó el volumen de cada avenida y se obtuvo un registro de parejas de valores Q_p y V (Tabla II.3).

Tabla 10. Registro de gasto de pico y volumen de avenidas máximas históricas. El Infiernillo, Mich.

Año	Q m³/s	V (Millones de m³)
1965	4254.61	3826.307376
1966	2550.66	1192.725216
1967	14109.1	6867.262944
1968	2681.26	1892.400192
1969	5940.1	4241.128464
1970	3671.7	3094.230672
1971	5603	3282.709248
1972	2905.35	2201.08968
1973	7142.7	4026.611952
1974	2897.5	2131.056864
1975	4740.2	2911.511952
1976	9720.6	3623.568912
1977	3162.5	1808.043984

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA PRESA INFIERNILLO. MICHOACÁN. A PARTIR DE
MÉTODOS ESTADÍSTICOS Y ESPECTRALES

1978	3230	2116.068624
1979	2264.75	2004.882192
1980	2591.29	2324.748816
1981	4203.2	3397.730544
1982	1088.11	839.779056
1983	2059.3	1490.479488
1984	7408.7	4157.612496
1988	2344.28	1860.644304
1989	1816.77	1090.67688
1990	2688.33	1323.889056
1991	5928.7	3113.264592
1992	2713.76	2165.981472
1993	2152.94	1705.483728
1994	2550.06	1628.459856
1995	5069.59	2015.867952
1996	3674.3	2350.296432
1997	1754.57	1337.642208
1998	5513.89	3820.600656
1999	3019.68	2547.250416
2000	3572.92	483.04944
2001	4063.66	1446.99912
2002	3510.42	1651.497984
2003	5949.07	2465.849952
2004	8118.06	2250.151488
2005	3740.74	491.049216
2006	3147.41	524.552976
2007	2827.88	2324.642976
2008	3519.05	2733.607872
2009	2106.23	1463.548608
2010	3737.44	1345.01472
2011	5242.71	3141.104832
2012	2282.33	1701.3564
2013	15207.1378	6809.460631
media	4314.70778	2417.867227
desvest	2838.9276	1350.035672
coefasim	2.17582291	1.463826173
coef de var	0.65796521	0.558358067
coefcorrel	0.84480006	
m	2.53836589	
max	15207.1378	

Con el registro anterior se aplicó el modelo logístico que plantean Ramírez y Aldama pero con la variante de que se utilizó un algoritmo genético para determinar los parámetros de la función doble Gumbel Bivariada usando el método de máxima verosimilitud, los parámetros obtenidos aparecen en la Tabla II.4.

Tabla 11. Parámetros obtenidos con el algoritmo genético para la función doble Gumbel bivariada

Parámetros de gastos	a_1	-2844.811
	c_1	1146.789
	a_2	-8234.175
	c_2	3571.429
Parámetros de volúmenes	a_3	-1663.242
	c_3	742.942
	a_4	-4042.798
	c_4	1396.648
	P_q	0.900
	P_v	0.900
	m	2.187

Se determinaron eventos de diseño y se construyó la avenida de diseño (Figura II.5) para un periodo de retorno de 10,000 años, para la avenida más desfavorable, en este caso para un $Q_p=19900 \text{ m}^3/\text{s}$ y con $V= 6836$ millones de m^3 . Para la forma de la avenida se consideró un hidrograma hermitiano triparamétrico, de la ecuación 14 el tiempo base dio de 7.95 días (191 horas) y de la ecuación 15 el tiempo al pico de 2.98 días.

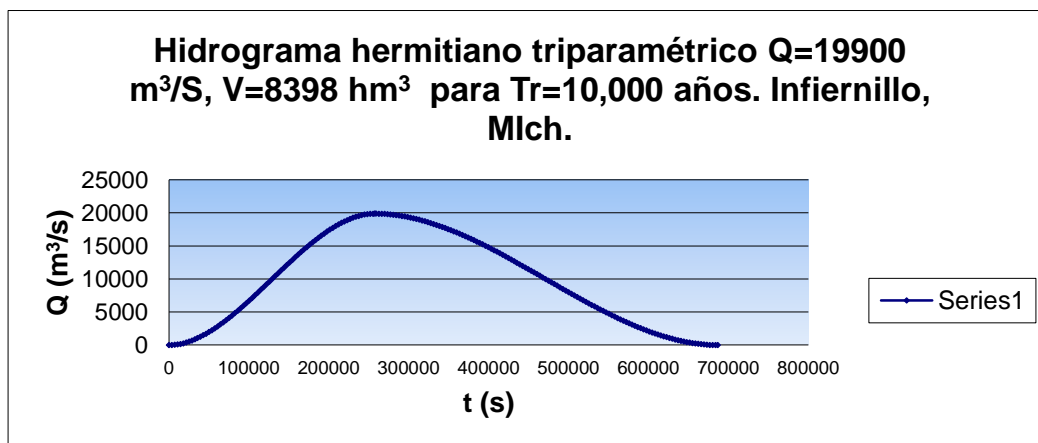


Figura 4.11. Avenida de diseño. $Tr=10,000$ años método de Ramírez y Aldama con hidrograma hermitiano triparamétrico. $Q_p=19900\text{m}^3/\text{s}$ $V=6836$ millones m^3

Posteriormente, con los mismos valores de gasto de pico y de volumen usados anteriormente se construyó otra forma de la avenida considerando la envolvente máxima de las avenidas históricas y el factor dado por la ecuación 19, la avenida propuesta se tomó de 6 días para dar un valor cercano al tiempo base obtenido con el hidrograma hermitiano y tener centrado al valor del gasto de pico (Figura 4.11).

Con la función de distribución bivariada se pueden obtener varias parejas de Qp y volumen para un periodo de retorno conjunto; con lo que se pueden obtener curvas gasto-volumen-periodo de retorno. En la siguiente tabla se muestra un resumen de los datos obtenidos de Qp y V correspondientes a distintos periodos de retorno y las curvas Qp-V-Tr trazadas con dicha información, Fig. 4.11.

Tabla 12. Diferentes Q asignados para obtener los V, para diferentes Tr.

Tr. (años)	Q (m ³ /s)	V (10 ⁶ m ³)	Tr. (años)	Q (m ³ /s)	V (10 ⁶ m ³)
2	3000	1867.4016	200	12000	5212.78381
	2000	2199.94783		10000	5900.28763
	1000	2217.62955		8000	5994.03381
	500	2218.28371		6000	6019.59229
5	5000	1809.9308	500	14000	5426.02539
	4000	2877.07448		12000	6581.49719
	3000	3059.31568		10000	6693.26782
	1000	3109.2912		8000	6723.7854
10	6500	1587.677	1000	14000	6555.17578
	5000	3479.12312		12000	7203.67432
	4000	3611.30238		10000	7238.76953
	3000	3670.10236		8000	7263.94653
20	7000	3828.81165	2000	16000	7325.74463
	6000	4072.43967		15000	7598.87695
	4500	4191.79201		12000	7749.17603
	3000	4235.86369		10000	7794.18945
50	9000	4430.58014	5000	18500	6929.834
	7000	4846.19141		15000	8502.19727
	5000	4934.16786		12000	8497.61963
	3000	4958.27198		10000	8502.19727
100	11000	3730.01099	10000	19900	6835.94
	9000	5331.89774		15000	9008.79
	7000	5452.39449		12000	9036.25
	5000	5484.77173		10000	9039.31

De esta manera, con los datos obtenidos en la tabla II.5, obtuvimos las curvas Qp-V-Tr, Fig.4.12.

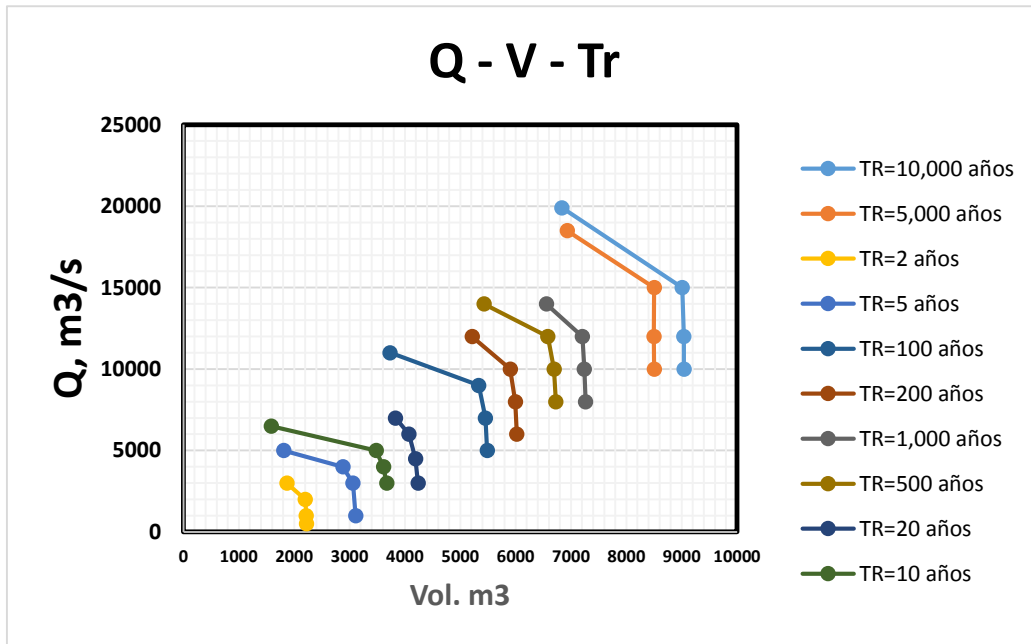


Figura 4.12. Curvas Q-V-Tr

4.3.- Método basado en el análisis espectral

Para llevar a cabo el análisis espectral se seleccionaron primero los datos de los años 1967, 1949, 1978, 1982 y 1984, debido a que son aquellos para los cuales los gastos medios en un lapso del orden de 6 meses resultaron mayores.

Para cada uno de estos años se definió la secuencia de 128 días seguidos con los mayores gastos medios diarios; a cada secuencia se le calculó el espectro, de densidad de potencia de Fourier expresado el resultado en términos de la energía contra el periodo (en días) en lugar de emplear la frecuencia (en días⁻¹).

Con los espectros de los cinco conjuntos seleccionados, se identificó que el periodo de componente principal es de 32 días. Cabe mencionar que los puntos que corresponden a periodos mayores se descartaron debido a que se derivan del llamado fenómeno de “aliasing”, de acuerdo con el cual la frecuencia mínima para

la cual las ordenadas del espectro pueden considerarse confiables, llamada frecuencia de Nyquist (Bracewell, 1978, Cavicchi, 2000, Khan, 2005, Alvarado y Stern, 2010), es igual a 2 entre la longitud de la muestra (2/128 en este caso), y a ella le corresponde un periodo máximo de 128/2 o sea 56 días. En la Tabla II.6 se resumen los valores obtenidos para las 5 colecciones de valores de gasto, y en las Figuras 17 y 18 los espectros correspondientes a 2 de ellas.

Tabla 13. Resumen de los espectros de las avenidas seleccionadas

Año	Frecuencia (días)	Periodo (días)	Energía (m^6/s^2)
1949	0.0313	32	0.1277
	0.1953	5.12	0.1030
	0.0547	18.29	0.0844
1967	0.2969	3.37	0.0472
	0.0469	21.33	0.0316
	0.0234	42.67	0.0228
	0.0313	32	0.0138
1978	0.0781	12.8	0.0449
	0.2422	4.13	0.0411
	0.0313	32	0.0212
1982	0.0313	32	0.0260
	0.2422	4.13	0.0095
	0.1406	7.11	0.0075
1984	0.0234	42.67	0.0473
	0.2578	3.88	0.0400
	0.0313	32	0.0124

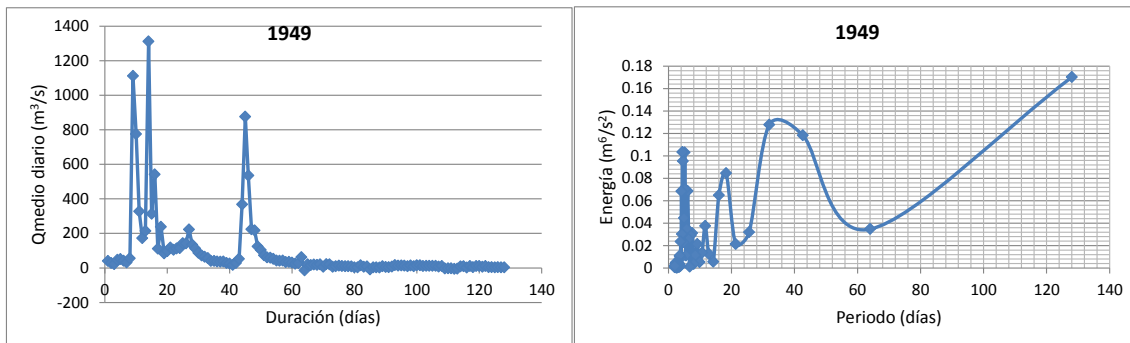


Figura 4.13. Avenida histórica de 1949 y su espectro

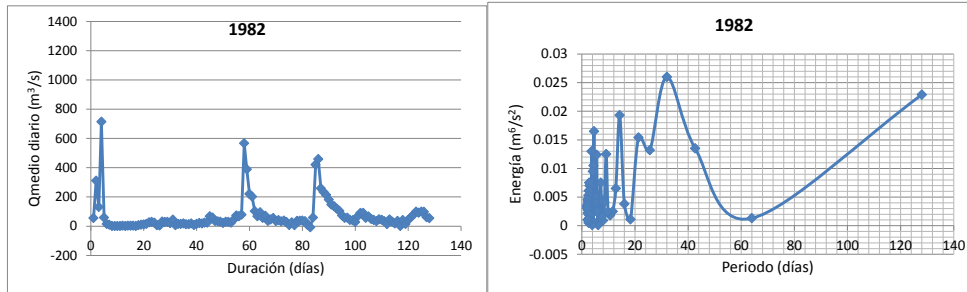


Figura 4.14. Avenida histórica de 1982 y su espectro

Para asignar un orden secuencial a los gastos de las avenidas de diseño (es decir, para definir su forma) se formó la Tabla II.7 mediante el siguiente procedimiento:

- Los valores registrados para las 4 avenidas más importantes se colocaron en la secuencia en la que ocurrieron pero poniendo los valores máximos en el renglón 16.
- Las cuatro avenidas se normalizaron respecto al valor máximo y se obtuvo, para cada día, el promedio de los cuatro valores, los promedios se ordenaron de mayor a menor, asignándoles el número que correspondía al orden en la colocación de los gastos individuales diarios.
- El orden del paso anterior, en ocasiones se varió de manera que los gastos individuales $i+1$ no se separaran tanto de los datos de gastos i , $i-1$ e $i-2$, como se muestra en la Tabla II.8, columna 6, y en la figura II.9. En la misma tabla II.9 se indican los gastos medios y los gastos individuales calculados con el método del Instituto de Ingeniería para duraciones hasta de 32 días.

En la Tabla 14, con 4 valores intermedios en 1967 y 1949, y con 8 valores intermedios. Conviene hacer notar que las avenidas de 1967, 1949 y 1984 tienen dos máximos (picos) importantes (que aparecen sombreados en 1984).

Tabla 14. Determinación del orden de gastos individuales a partir de un análisis espectral

No.	Gasto, m ³ /s					valores relativos					promedios	espectral orden	promedios ordenados	orden
	1967	1976	1984	2004	2013	1967	1976	1984	2004	2013				
1	1706.03	1575.29	2763.39	1438.66	1490.96685	0.1209	0.16206	0.3730	0.1772	0.0980	0.18625	15	1.0000	1
2	1237.09	1389.73	3242.76	1274.31	3857.35036	0.0877	0.14297	0.4377	0.1570	0.2537	0.21579	13	0.6544	2
3	1479.17	1216.97	3362.97	1656.25	1899.69303	0.1048	0.12519	0.4539	0.2040	0.1249	0.20258	14	0.4773	3
4	3861.9	1230.5	2788.02	1810.19	1914.69793	0.2737	0.12659	0.3763	0.2230	0.1259	0.22510	12	0.3410	4
5	6191.8	1665.51	2220.63	1668.98	1536.39842	0.4389	0.17134	0.2997	0.2056	0.1010	0.24331	10	0.3371	5
6	6939.2	1613.58	2205.94	1756.94	1427.61604	0.4918	0.16600	0.2977	0.2164	0.0939	0.25317	8	0.2810	6
7	6984.7	3371.3	3136.3	0	6688.73495	0.4950	0.34682	0.4233	0.0000	0.4398	0.34101	4	0.2735	7
8	14109.1	9720.6	7408.7	8118.06	15207.1378	1.0000	1.00000	1.0000	1.0000	1.0000	1.00000	1	0.2532	8
9	11599	6086.4	4892.06	1907.41	14117.4433	0.8221	0.62613	0.6603	0.2350	0.9283	0.65437	2	0.2521	9
10	8659.3	3804.15	3202.3	1583.33	11470.9206	0.6137	0.39135	0.4322	0.1950	0.7543	0.47733	3	0.2433	10
11	5290.4	3310.5	2986.39	1443.29	5920.38883	0.3750	0.34057	0.4031	0.1778	0.3893	0.33715	5	0.2346	11
12	3817.5	2730.66	3028.3	1269.68	4382.91178	0.2706	0.28091	0.4087	0.1564	0.2882	0.28097	6	0.2251	12
13	3994.8	2206.48	3478.5	1214.12	3620.08017	0.2831	0.22699	0.4695	0.1496	0.2381	0.27345	7	0.2158	13
14	3121.33	1972.82	3297.1	1071.76	3942.82728	0.2212	0.20295	0.4450	0.1320	0.2593	0.25210	9	0.2026	14
15	2687.81	1665.22	2977.7	1099.54	4163.03564	0.1905	0.17131	0.4019	0.1354	0.2738	0.23459	11	0.1862	15
MAX	14109.1	9720.6	7408.7	8118.06	15207.1378									

Tabla 15. Obtención de la avenida de diseño con un orden basado en análisis espectral

Tr=10,000 años				
	Qmedmáx	Qind	Q	orden espectral
días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	
1	37245	37245	4995	15
2	39252	41259	10142	13
3	37559	34173	6772	14
4	32857	18751	6464	12
5	29417	15657	9386	10
6	26287	10637	5706	8
7	23818	9004	18751	4
8	21554	5706	37245	1
9	20116	8612	41259	2
10	19043	9386	34173	3
11	18092	8582	15657	5
12	17123	6464	10637	6
13	16586	10142	9004	7
14	15885	6772	8612	9
15	15159	4995	8582	11

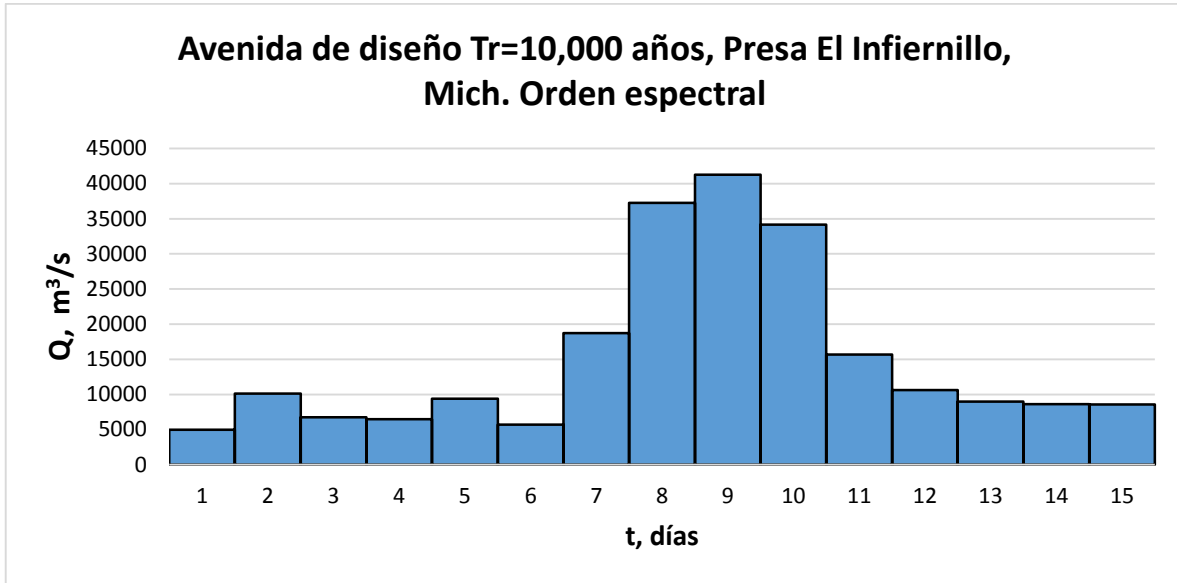


Figura 4.15. Avenida de diseño. $T_r=10000$ años. Análisis espectral

4.4. Tránsito de las Avenidas

El tránsito de las avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son (Aparicio, 2009):

- Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- Dimensionar la obra de excedencias.
- Fijar el NAME y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías..

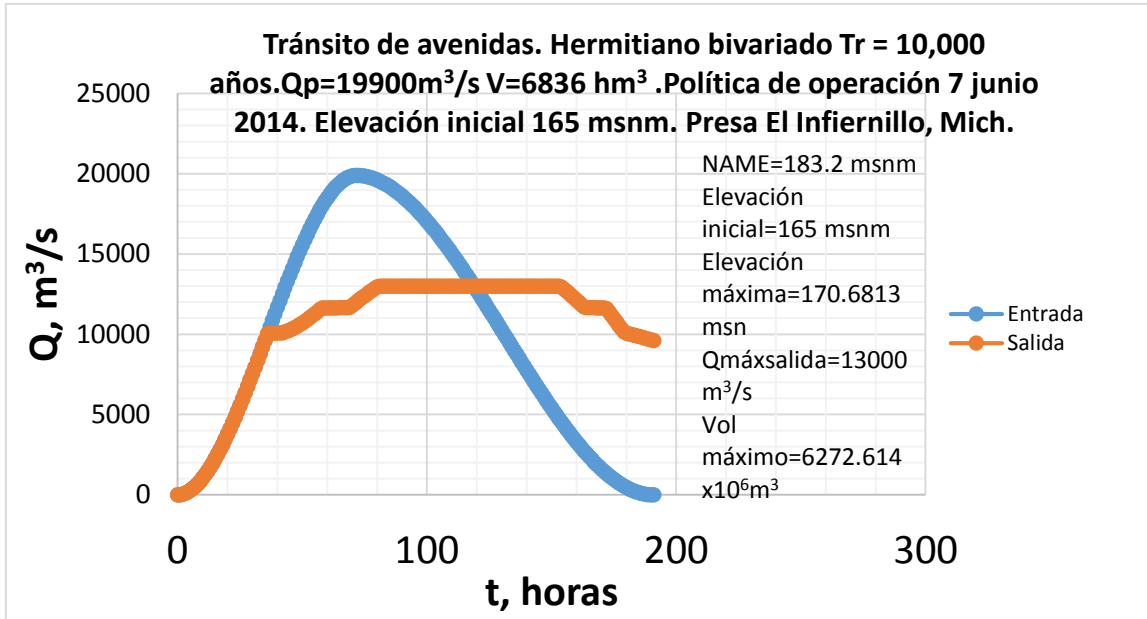


Fig. 4.16. Tránsito de avenida, Tr= 10,000 años

La ecuación que describe el fenómeno del tránsito de avenida, hasta la fecha no tiene una solución analítica exacta conocida, por lo que su solución se obtiene generalmente mediante métodos numéricos. Arganis(1998) muestra que algunos modelos propuestos son: Goodrich (1931), Steinberg (1947), Winsler and Bater (1959), Soil Conservation Service (1964), Vega (1968), NERC (Natural Environment Research Council) (1975), Manual de la Comisión Federal de Electricidad (1980), Butler (1982) y Campos (2003). Gordillo (2015).

Tabla 16. Política de Operación, 7 de Junio del 2014

VOLUMEN EN MILLONES DE (m3/s)	ELEVACIÓN (m)	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN m3/s
4843.75	165	10071
4872.54	166	10105
5135	167	11639
5433.75	168	11673
5740	169	13207

6053.75	170	13240
6375	171	13273
6703.75	172	14806
7040	173	14839
7383.75	174	14872
7735	175	14905
8093.75	176	14937
8460	177	14969
8608.6	178	15002
10000	179	15034
10403.75	180	15066
10815	181	15098
11318.4	182	15129
11660	183	15161
14375	184	15167
17090	185	15167
30665	190	15167
46955	196	15167

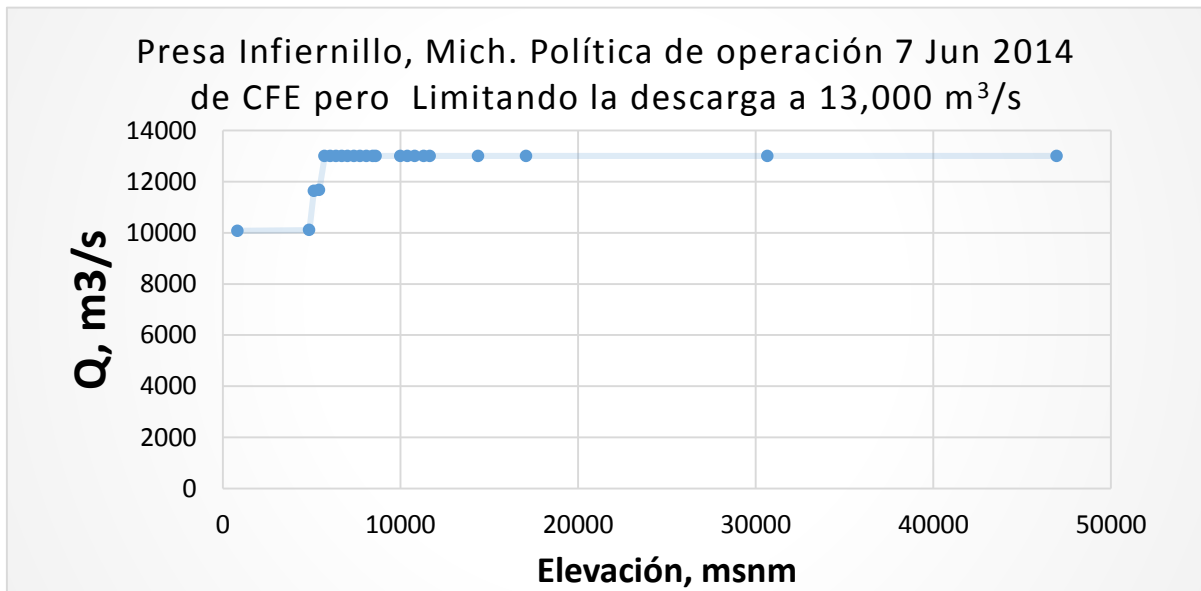


Fig. 4.17. Política de operación, 7 de junio de 2014

5. CONCLUSIONES

Se revisaron detalladamente los registros antes de ser utilizados para cualquier aplicación, ya que algunas veces cuentan con errores que pueden hacer que los resultados sean incorrectos.

Es importante mencionar el uso de software como el programa AX, nos facilitó y agilizó la mayoría de los procesos, y a su vez permitieron la obtención de valores confiables y la impresión de gráficas explícitas; así como el programa de Análisis Espectral, que nos descompone las series de datos, ya sea en cosenos o senos asignando así series de tiempo y frecuencias, facilitando de igual manera las gráficas. Observamos con estos resultados que la avenida obtenida con el método del Instituto de Ingeniería da un resultado menos favorable en cuanto a la elevación máxima alcanzada, mientras que el del análisis bivariado fue el menos conservador, mientras que el resultado de la avenida obtenida con la alternación de bloques del análisis espectral dio un resultado intermedio entre ambos. Es recomendable seguir realizando este tipo de análisis, actualizaciones y revisiones para ir precisando los datos, para mayor exactitud se requiere contar con mayor información hidrométrica, para estimar las avenidas de diseño y sean cada vez más confiables y respaldadas con una trayectoria amplia de registros históricos.

Cabe destacar que fue una gran ventaja el conocer el tiempo base con ayuda del análisis espectral, es de mucha ayuda e interés con respecto a otros estudios sobre avenidas, ya que es un método nuevo, por así llamarlo, en este tipo de análisis de avenidas de diseño en presas.

6.- BIBLIOGRAFÍA

1. http://www.imta.gob.mx/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=145
2. Gómez Gordillo F. 2015. "ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES DE LA PRESA EL INFIERNILLO.", Tesis de Maestría. Posgrado en Ingeniería, UNAM.
3. CONAGUA, "Comisión Nacional del Agua. Presas de México, vol. 1", pág. 19-36, 1982-1994.
4. "Presas del Río Balsas" Domínguez et al 2014.
5. Secretaria de Recursos Hidráulicos, "Presas de almacenamiento en México (construidas desde 1926 a 1958)", 2ª edición, 1958.
6. Secretaria de Recursos Hidráulicos, "Presas construidas en México", México, 1976.
7. Domínguez et al, 1981, Domínguez et al, 2000 c, Domínguez et al, 2006, Carrizosa et al, 2009.
8. Fuente: <http://reporteromx.wordpress.com/2007/05/23/como-llegar-a-cd-lazaro-cardenas-michoacan-mexico/>
9. Análisis Espectral, Fuentes Mariles O.A.
10. Domínguez Mora et al Métodos Ingen
11. Domínguez, M. R., Arganis Juárez M. L., Carrizosa Elizondo E., Mendoza Ramírez R., Esquivel, G. G., Gómez, G. F. "Estudio Hidrológico y determinación de las políticas de operación de los vasos de almacenamiento de las presas en cascada sobre el río Balsas: El Caracol (C.H. Carlos Ramírez Ulloa), Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo) y José Ma. Morelos y Pavón (C.H. La Villita)." Comisión Federal de Electricidad, Diciembre 2014.
12. Ramírez Salazar, Luis Eusebio. Actualización de las avenidas de diseño de las presas del Río Grijalva . 2011. Tesis de Licenciatura, Facultad de ingeniería, UNAM.
13. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/388>