



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**HIDROGRAMAS DE DISEÑO PARA LA SECCIÓN ÓPTIMA
DE PUENTES O ALCANTARILLAS EN DIVERSOS SITIOS
DE LA REPÚBLICA MEXICANA**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL
PRESENTA :**

IXCHEL ABRIL PEÑA RINCÓN



**DIRECTORA DE TESIS:
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ**

MÉXICO D.F., ABRIL DE 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/089/15

Señorita
IXCHEL ABRIL PEÑA RINCÓN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

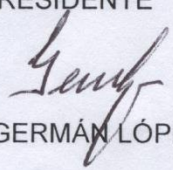
**"HIDROGRAMAS DE DISEÑO PARA LA SECCIÓN ÓPTIMA DE PUENTES O ALCANTARILLAS EN
DIVERSOS SITIOS DE LA REPÚBLICA MEXICANA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. METODOLOGÍA
- III. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO
- IV. APLICACIÓN Y RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS
- ANEXOS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de septiembre del 2015.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, quienes me han brindado su apoyo y cariño incondicional. Siempre me he sentido muy afortunada por tenerlos, pero hasta este momento he podido realmente valorarlos, muchas gracias por su comprensión.

A Itzen y Mónica, ustedes de verdad saben el esfuerzo que se requirió llegar hasta aquí, su presencia en cada momento de este recorrido me ha hecho saber que como dicen: los verdaderos amigos se cuentan con los dedos de una mano. Su lealtad significa mucho para mí.

A Cinthia, muchas gracias por todas tus palabras de ánimo, me alegra saber que en este mundo todavía existen personas nobles y desinteresadas.

A Luisa, si nuestra amistad perdura entonces sabré que esta etapa de mi vida habrá valido la pena. Cada una de nuestras aventuras siempre trae una sonrisa a mi rostro.

A mis profesores, de quienes admiro su amor por la ingeniería.

A la UNAM por permitirme recibir una educación de calidad.

Al Instituto de Ingeniería por abrirme sus puertas; a la Dra. Maritza Arganis por tenerme mucha paciencia y al Dr. Ramón Domínguez por su valioso tiempo y disposición por ayudarme.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	5
INTRODUCCIÓN.....	12
1 ANTECEDENTES	16
1.1 ESTUDIOS PREVIOS SOBRE AVENIDAS DE DISEÑO	16
1.2 OBJETIVO	16
1.3 HIPÓTESIS	17
1.4 ALCANCES	17
2 METODOLOGÍA	20
2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA EN HIDROLOGÍA.....	20
2.1.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE ESTADÍSTICA	20
2.1.1.1 Medidas de tendencia central	20
2.1.1.2 Medidas de dispersión	21
2.1.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD	21
2.1.2.1 Distribuciones de probabilidad	22
2.1.2.2 Distribución Gumbel	22
2.1.2.3 Distribución Gumbel de dos poblaciones (doble Gumbel)	23
2.1.3 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS	24
2.1.3.1 Método por mínimos cuadrados	24
2.1.3.2 Método por los momentos.....	25
2.1.3.3 Método de Máxima Verosimilitud	26
2.1.4 PERÍODO DE RETORNO	27
2.1.5 ESTIMACIÓN DEL ERROR ESTÁNDAR DE AJUSTE	27
2.2 ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO	28
2.2.1 INTRODUCCIÓN	28
2.2.2 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA ALTERNANDO BLOQUES	29
2.2.2.1 Cálculo de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones.....	30
2.2.2.2 Análisis de frecuencias de gastos máximos anuales.....	31
2.2.2.3 Cálculo de la avenida de diseño	32
2.2.2.4 Forma al pico de la avenida de diseño	33
2.2.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS MEDIANTE PROGRAMAS	33
2.2.4 CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA DE CANALES	35
2.2.4.1 Flujo uniforme	35
2.2.4.2 Procedimiento para calcular el tirante normal	35
3 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	40
3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS DONDE ESTÁN UBICADOS LOS PUENTES FEDERALES	40

3.1.1	PUENTE RÍO PAPALOAPAN	40
3.1.2	PUENTE RÍO ARMERÍA	41
3.1.3	PUENTE ALMADA	42
3.1.4	PUENTE RÍO TUXPAN	43
3.1.5	PUENTE RÍO SALADO	44
3.1.6	PUENTE CUCULHO	45

4 APLICACIÓN Y RESULTADOS48

4.1	ESTACIÓN ALMANDRO	48
4.1.1	CÁLCULO DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE GASTOS MEDIOS DIARIOS MÁXIMOS ANUALES	48
4.1.2	CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO APLICANDO EL MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM	50
4.1.2.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	50
4.1.2.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	51
4.1.2.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	52
4.2	ESTACIÓN CANTÓN	53
4.2.1.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	55
4.2.1.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	56
4.2.1.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	57
4.3	ESTACIÓN LAS PEÑITAS II	58
4.3.1.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	60
4.3.1.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	61
4.3.1.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	62
4.4	ESTACIÓN LAS TORTILLAS.....	63
4.4.1.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	65
4.4.1.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	66
4.4.1.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	67
4.5	ESTACIÓN PUENTE SUDPACÍFICO	68
4.5.1.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	70
4.5.1.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	71
4.5.1.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	72
4.6	ESTACIÓN RÍO GRANDE	73
4.6.1.1	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años	75
4.6.1.2	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años	76
4.6.1.3	Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años	77
4.7	TRÁNSITO DE LA AVENIDA	78
4.8	CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL.....	80
4.8.1	PUENTE RÍO TUXPAN	80

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES82

REFERENCIAS86

ANEXOS 89

*Los antiguos romanos reconocían la importancia
del agua, según lo expresa la siguiente reflexión:*

*“Este elemento manda sobre todos los demás: las aguas se tragan las tierras,
ahogan las llamas, suben a las alturas y también reclaman para sí el cielo.”*

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Cuando el agua de escurrimiento o de infiltración alcanza una carretera, si no se dispone de los elementos necesarios para conducirla o desviarla, puede ocasionar la inundación de la calzada, el debilitamiento de la estructura de la carretera y la erosión o derrumbe de los taludes, con graves perjuicios para el usuario de la vía y para la economía de la nación (Suárez, 2012).

Entonces es necesario identificar posibles causas de falla ante la presencia de eventos hidrológicos extraordinarios en estructuras como puentes federales, ya que son obras que mediante el libramiento de obstáculos como los ríos permiten la comunicación entre poblados y el transporte de mercancías que favorece el desarrollo económico de las comunidades.

Se hace de vital importancia la revisión de tipo estructural de las obras hidráulicas así como el analizar las tormentas más recientes para conocer nuevos gastos de diseño. Un estudio de este tipo indicará la necesidad de realizar modificaciones en las estructuras o en la forma en la que se está operando, proponiendo nuevas políticas que contemplen los sucesos que en años recientes se han venido presentando (Aparicio, 2013).

En la República Mexicana las avenidas máximas en los ríos son generadas por tormentas extraordinarias de distinta intensidad, duración y extensión que se encuentran influenciadas, en algunos casos, por efectos ciclónicos y que terminan afectando la infraestructura carretera del país.

La capacidad de infiltración del suelo es rebasada cuando la intensidad de las precipitaciones es de gran magnitud, generando escurrimientos que producen un aumento de nivel del agua del cauce; el diseño de una obra de alcantarillado en autopistas construidas hace más de 10 años requiere de la revisión de su capacidad para soportar la posible ocurrencia de la avenida de diseño.

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental obtener los hidrogramas de diseño para períodos de retorno de 20, 50 y 100 años correspondientes a puentes federales que comunican poblaciones medianas y grandes, aplicando el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con la finalidad de usar esta metodología en sitios donde están por construirse futuros puentes o alcantarillas de nuevas vías terrestres.

El capítulo 1, “Antecedentes”, aborda el objetivo, la hipótesis y los alcances de esta tesis.

Después en el capítulo 2, “Metodología” se presentan conceptos generales utilizados en este estudio, primero los que conciernen a la probabilidad y estadística en el área de Hidrología, como son el período de retorno y las distribuciones de probabilidad Gumbel y doble Gumbel, en seguida se describe el método del Instituto de Ingeniería y posteriormente el tránsito de la avenida con el programa Hec-HMS. Además, para un puente se hace el cálculo del tirante normal.

En el capítulo 3, “Descripción del sitio de estudio”, se describen las características principales de las regiones hidrológicas donde se encuentran las estaciones hidrométricas escogidas, como son: localización, superficie y los estados que comprenden.

El capítulo 4, “Aplicación y resultados” muestra los resultados de la aplicación de la metodología del capítulo 2 y posteriormente se analizan los resultados obtenidos.

Finalmente en el capítulo 5, “Conclusiones y recomendaciones” se exponen las conclusiones a las que se llegó después del análisis de los datos y resultados obtenidos, fundamentándose en ellas se emiten algunas recomendaciones que pueden ser útiles para futuros estudios.

ANTECEDENTES

1 ANTECEDENTES

Las carreteras y autopistas de México se comenzaron a construir a mediados de la década de los veinte del siglo XX (Triulzi & Delgado, 2012), por lo que las dimensiones de las obras de alcantarillado se diseñaron con poca información hidrométrica y climatológica.

Las estadísticas mundiales de fallas en puentes sobre cursos de agua demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica (Seaurz, 2006). En la mayoría de casos, la falla por erosión hidráulica es ocasionada porque la distancia del puente es muy corta. Cuando los ríos tienen cauces relativamente planos y amplios, el puente no cubre el ancho total del río sino sólo una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes, este estrechamiento del cauce produce consecuencias negativas: aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión. El incremento en el nivel de agua puede causar inundación aguas arriba del puente y que el agua se desborde por éste, lo que causa la destrucción del terraplén. Por otro lado, la erosión perjudica la cimentación de los pilares y estribos del puente, pudiendo causar su falla. Uno de los aspectos más importantes del diseño de un puente es el dimensionamiento hidráulico de la longitud y elevación que disminuyan los riesgos de falla.

1.1 ESTUDIOS PREVIOS SOBRE AVENIDAS DE DISEÑO

La importancia de conocer las avenidas de diseño radica en la necesidad de garantizar el correcto funcionamiento de las obras hidráulicas y especialmente de proteger a la población que se puede llegar a ver afectada por un mal funcionamiento de éstas.

A lo largo de los años se han presentado estudios en diferentes sitios de la República Mexicana que han permitido analizar el comportamiento de diversas obras hidráulicas, principalmente presas, estos estudios toman en consideración eventos recientes que fueron posteriores a la realización de la obra y que por lo tanto sirven para revisar si la obra puede tolerar dichas avenidas.

En torno a este tema el interés ha aumentado debido a la repercusión que presenta. Actualmente existen varios trabajos de tesis los cuales abordan la actualización de las avenidas de diseño pero casi todos ellos en presas, por lo cual es importante resaltar que este tipo de estudios no solamente son fundamentales para obras de gran magnitud, sino para estructuras que si bien son más pequeñas son también importantes como los puentes carreteros ya que estos permiten la comunicación entre las poblaciones.

1.2 OBJETIVO

Aplicar el análisis estadístico a valores de gastos medios diarios máximos anuales y de gastos máximos instantáneos anuales para obtener eventos de diseño para distintos periodos de retorno que permitan obtener el gasto de diseño para determinar o verificar las dimensiones de una alcantarilla o la longitud de un puente alojado o por construirse en un sitio.

1.3 HIPÓTESIS

Un aumento en los datos del registro histórico puede llevar a variaciones importantes en el caudal de diseño de una obra de alcantarillado de vías de transporte por lo que es necesario la revisión de su capacidad.

1.4 ALCANCES

Este trabajo abarca hasta la obtención de los hidrogramas de diseño correspondientes a los puentes federales que se seleccionaron.

METODOLOGÍA

2 METODOLOGÍA

En este capítulo se presentan conceptos básicos de probabilidad y estadística que ayudarán a entender los métodos que se utilizarán para determinar las avenidas de diseño, asimismo se presentará el procedimiento a seguir para la realización del análisis.

La Hidrología tiene la principal responsabilidad al momento de diseñar una obra ya que de ella dependen los gastos con los cuales se proyectará por lo cual es importante tener una especial minuciosidad al momento de tomar decisiones en el manejo de los datos.

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA EN HIDROLOGÍA

La compilación de datos hidrológicos y su ordenamiento estadístico, tienen como finalidad práctica su aplicación para dimensionar, con el mayor acierto posible, las obras que tengan en su haber el uso, almacenamiento, conducción o libramiento, de manera que se obtenga el mayor provecho posible de las obras construidas.

Se supone siempre que, en el futuro, el régimen hidrológico de un río tendrá cierta relación con el pasado y se procura obtener referencias para prever dentro de ciertos márgenes de seguridad, el régimen de caudales que pueda presentarse en el futuro (D. Segerer & Villodas, 2008).

2.1.1 Conceptos básicos de estadística

Población: es el conjunto total de elementos que poseen algunas características comunes observables que se desean estudiar.

Muestra: es un subconjunto fielmente representativo de la población.

2.1.1.1 Medidas de tendencia central

Son valores representativos de un conjunto de datos, que se sitúan en la parte central de los mismos, las más conocidas son media, mediana y moda.

Media. Es el promedio de un conjunto de valores, es la más utilizada y por lo general la más representativa, se denota $\bar{x}$ y está dada por la ecuación:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.1)$$

donde:

$\bar{x}$ media de la muestra

x_i valores de la muestra

n número total de valores

Mediana. Es el valor que divide al conjunto de datos en dos conjuntos de igual tamaño.

Moda. Es el valor que se repite con mayor frecuencia.

2.1.1.2 Medidas de dispersión

Como su nombre lo indica, las medidas de dispersión reflejan la separación o alejamiento de los elementos de una muestra (Borras, 1985).

Varianza. Es el promedio de las distancias cuadradas de cada valor con respecto a su media. Se divide entre $n-1$ cuando se tiene sólo una fracción de los datos (muestra), se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_x^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (2.2)$$

Desviación estándar. Es la distancia de los datos con respecto a su media. Es la raíz cuadrada de la varianza.

$$S_x = \sqrt{S_x^2} \quad (2.3)$$

Coeficiente de variación. Es una medida de dispersión con relación a la media y no tiene unidades. Se denota C_v , se calcula como la desviación estándar entre la media:

$$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}} \quad (2.4)$$

2.1.2 Conceptos básicos de probabilidad

Una variable aleatoria es una función cuyos valores son números reales, definida en un espacio muestral. Usualmente las variables aleatorias se denotan usando en mayúsculas las últimas letras del alfabeto y en minúsculas los valores particulares que puedan tomar.

Variable aleatoria discreta. Es aquella que solamente puede tomar valores de un conjunto numerable.

Variable aleatoria continua. Es aquella que puede tomar valores de un conjunto infinito no numerado.

Función de distribución. También llamada función de distribución acumulativa, muestra el comportamiento acumulado de una variable aleatoria, se muestra su gráfica en la figura 2.1.

Si x es una variable aleatoria, entonces su función de distribución que se denota como $F_x(x)$, se define como una función que asocia a cada valor real, la probabilidad de que la variable aleatoria asuma valores menores o iguales que él:

$$F_x(x) = P(X \leq x) \quad F_x: \mathbb{R} \rightarrow [0,1] \quad (2.5)$$

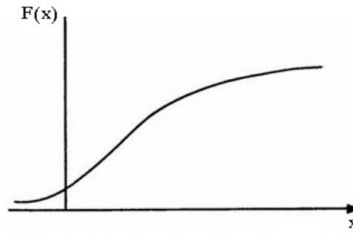


Figura 2.1. Función de distribución

2.1.2.1 Distribuciones de probabilidad

En la estadística existen muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, pero obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto es necesario escoger de esas funciones, las que mejor se adapten al problema con el cual se va a trabajar (Aparicio, 2013).

Las funciones de distribución de probabilidad de mayor uso en problemas hidrológicos son las siguientes:

- Normal
- Lognormal
- Gamma
- Exponencial
- Pearson tipo III (Gamma de tres parámetros)
- Gumbel (Distribución general de valores extremos tipo I)
- Gumbel dos poblaciones (Gumbel mixta)

Las funciones normal y lognormal son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dichos resultados, como los gastos máximos y mínimos anuales. La función Pearson tipo III ocupa un lugar intermedio (Aparicio, 2013). La función exponencial se utiliza para describir el tiempo entre la ocurrencia de dos eventos de variables aleatorias. Tiene la desventaja de que requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente de sus vecinos (D. Segerer & Villodas, 2008).

Las distribuciones que se utilizarán para ajustar las muestras con la finalidad de diseñar las avenidas de diseño son las distribuciones de valores extremos, o sea, las funciones Gumbel tipo I y Gumbel dos poblaciones.

2.1.2.2 Distribución Gumbel

Si se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a (Aparicio, 2013):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (2.6)$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]} \quad (2.7)$$

Donde α y β son los parámetros de la función.

La variable reducida z de la distribución Gumbel queda en términos del período de retorno como:

$$z = -\ln \left[\ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \right] \quad (2.8)$$

La gráfica que representa la función de distribución Gumbel se muestra en la figura 2.2.

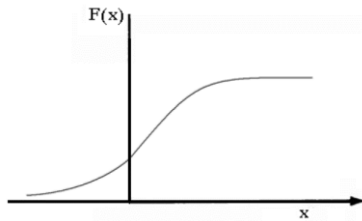


Figura 2.2. Función de distribución Gumbel

La distribución de probabilidad Gumbel se utiliza para el estudio de los gastos máximos anuales en un río o de precipitaciones máximas anuales en un sitio, y por lo tanto para la determinación de avenidas de diseño debido a que se ha demostrado teóricamente que se ajusta a los valores máximos.

2.1.2.3 Distribución Gumbel de dos poblaciones (doble Gumbel)

En muchos lugares, especialmente en las zonas costeras de México, los gastos máximos anuales pertenecen a dos poblaciones diferentes: la primera es la de los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región de estudio, y la segunda es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas, normalmente mayores que los primeros.

Se ha demostrado que, en estos casos, la función de distribución de probabilidad se puede expresar como (González, 1970):

$$F(x) = F_1(x)[p + (1 - p) F_2(x)] \quad (2.9)$$

Donde $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son, respectivamente, las funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas y de los producidos por ellas, y p es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

Es común aceptar que $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son del tipo Gumbel. De ser así, entonces:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (1 - p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \quad (2.10)$$

Donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y α_2 y β_2 corresponden a la ciclónica (Aparicio, 2013).

Los valores α_1 y β_1 se obtienen ajustando por momentos una función Gumbel a los datos de la primera población y los valores de α_2 y β_2 ajustando otra función de Gumbel a los datos de la segunda población.

Los parámetros α_1 y α_2 definen una cierta inclinación de las curvas, entre más pequeñas más fuerte es la inclinación. β_1 y β_2 son parámetros de escala, el valor más grande que pueden tomar es el máximo valor de la muestra obtenido para las poblaciones 1 y 2 (Palacios, 2010).

La gráfica que representa la función de distribución doble Gumbel se muestra en la figura 2.3.

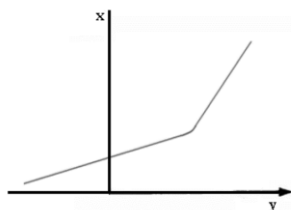


Figura 2.3. Función de distribución doble Gumbel

2.1.3 Métodos de estimación de parámetros

Debido a que una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste de dicha función a los datos de una muestra, gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados. Ajustar una función de distribución a un grupo de datos significa encontrar la función que, a juzgar por los datos de la muestra, mejor representa la población de valores posibles de la variable de estudio (Palacios, 2010).

En el proceso de ajuste se deben llevar a cabo dos pasos importantes: el primero es encontrar el tipo de función de distribución adecuada y en segundo lugar obtener los parámetros del tipo de función elegida. En hidrología una elección apresurada de cualquiera de las funciones podría traer como consecuencia tener una estructura sobrediseñada y costosa o subdiseñada y por tanto, riesgosa. El ajuste de distribución se puede realizar por diferentes métodos, en seguida se describen algunos de ellos (Palacios, 2010).

2.1.3.1 Método por mínimos cuadrados

Dado un conjunto de n parejas (x_i, y_i) de datos, se puede encontrar la ecuación de la recta $y=ax+b$ que pasa lo más cerca posible de los puntos experimentales (de forma que éstos estén aproximadamente equirrepartidos alrededor de la recta) (García, 2015).

La técnica del ajuste por mínimos cuadrados (o regresión lineal) permite obtener la pendiente a de la recta y la ordenada b en el origen, correspondientes a la recta teórica $y=ax+b$ que mejor se ajuste a los n datos (x_i, y_i) (García, 2015), mediante la función:

$$F(a, b) = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2 \quad (2.11)$$

La función 2.11 se puede considerar una función de dos variables: a y b , a las que se les quiere hallar un mínimo. Para que ocurra un mínimo es necesario que las derivadas parciales $\frac{\partial F}{\partial a}$ y $\frac{\partial F}{\partial b}$ sean cero (ecuación 2.12 y 2.13). Observe que x_i y y_i son puntos de datos.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial F}{\partial a} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial b} = 0 \end{array} \right. \quad \sum_{i=1}^n 2(y_i - ax_i - b)(-x_i) = 0 \quad (2.12)$$

$$\sum_{i=1}^n 2(y_i - ax_i - b)(-1) = 0 \quad (2.13)$$

Al dividir entre -2 cada una de las ecuaciones y desarrollar las sumatorias se obtienen las llamadas ecuaciones normales:

$$a \sum_{i=1}^n x_i^2 + b \sum_{i=1}^n x_i = \sum_{i=1}^n x_i y_i \quad (2.14)$$

$$a \sum_{i=1}^n x_i + bn = \sum_{i=1}^n y_i \quad (2.15)$$

La solución del sistema anterior de dos ecuaciones con dos incógnitas es:

$$a = \frac{n(\sum_{i=1}^n x_i y_i) - (\sum_{i=1}^n x_i)(\sum_{i=1}^n y_i)}{n(\sum_{i=1}^n x_i^2) - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} \quad (2.16)$$

$$b = \frac{(\sum_{i=1}^n x_i^2)(\sum_{i=1}^n y_i) - (\sum_{i=1}^n x_i y_i)(\sum_{i=1}^n x_i)}{n(\sum_{i=1}^n x_i^2) - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} \quad (2.17)$$

2.1.3.2 Método por los momentos

Una forma de estimar los parámetros de una función de distribución, para que se “ajuste” a un conjunto de datos, consiste en igualar los valores de las características estadísticas de la muestra con las de la población; esto es, hacer que la media de los valores muestreados sea igual a la de la función de distribución (a la que se llamará primer momento), que las varianzas sean iguales (segundo momento), el coeficiente de asimetría (tercer momento), etc, hasta establecer tantas ecuaciones como parámetros tenga la función.

2.1.3.2.1 Estimación de parámetros estadísticos por el método de momentos para la función Gumbel

Los parámetros α y β se estiman con las ecuaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad (2.18)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S \quad (2.19)$$

2.1.3.3 Método de Máxima Verosimilitud

Supone que el mejor parámetro de una función debe ser aquel que maximiza la probabilidad de ocurrencia de la muestra observada. Se utiliza la función de verosimilitud $L(x)$, ecuación 2.20. Mientras mayor sea esta función mayor será el ajuste de la función de distribución a los datos.

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (2.20)$$

Donde π es el operador que indica el producto de los valores que representa su argumento (semejante al operador suma Σ , ya que mientras $\Sigma x_i = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$, el operador π se define como $\pi x_i = x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot \dots$). La función de verosimilitud es el producto de los valores de la función de densidad de probabilidad teórica, calculada para cada valor Y de la muestra.

2.1.3.3.1 Estimación de parámetros estadísticos por el método de máxima verosimilitud para la función Gumbel

Existen diversos métodos para resolver este problema de optimización, uno de ellos es resolviendo las ecuaciones:

$$\sum_{i=1}^n x_i e^{-\alpha x_i} - \left(\bar{x} - \frac{1}{\alpha} \right) \sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i} = 0 \quad (2.21)$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{n}{\sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i}} \quad (2.22)$$

2.1.3.3.2 Estimación de los parámetros para la función Gumbel dos poblaciones

Existe un procedimiento simplificado que consiste en calcular los parámetros como si fuera una función Gumbel sencilla.

Si N es el número total de datos de la muestra y N_c es el número de datos debido a eventos ciclónicos, entonces el valor de P es:

$$P = \frac{N_T - N_c}{N_T} \quad (2.23)$$

Y los valores de los parámetros restantes son:

$$\alpha_1 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_1 \quad \beta_1 = x_1 - 0.5772 \alpha_1 \quad (2.24)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_2 \quad \beta_2 = x_2 - 0.5772 \alpha_2 \quad (2.25)$$

2.1.4 Período de retorno

El período de retorno se define como el lapso de tiempo promedio, en años, entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada (Ramírez, 2011).

El periodo de retorno se usa comúnmente en lugar de la probabilidad para definir crecientes de diseño. Asociado a eventos máximos anuales, se define como el tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio. Una excedencia es un evento con magnitud igual o mayor que cierto valor, algunas veces el tiempo real entre excedencias es llamado intervalo de recurrencia, el intervalo de recurrencia para un cierto evento será igual al período de retorno del evento, en la práctica los dos conceptos son sinónimos. Cuando se habla de una tormenta o creciente con período de retorno de 100 años, se entiende entonces que dicho evento será igualado o excedido en promedio una vez cada 100 años, en el transcurso de un gran número de años, por ejemplo 1000 años (Palacios, 2010).

Por ejemplo si hay una obra que tiene designado un período de retorno de 10 años, significa que el tiempo que transcurre para que vuelva a presentarse un gasto mayor o igual a él puede ser 8, 12, 13 o bien 7 años, nótese que el promedio de ellos es precisamente 10 años (Ramón, 2015).

La relación entre el período de retorno y la probabilidad de que el evento sea igualado o superado en un año cualquiera es:

$$Tr = \frac{1}{P} \quad (2.26)$$

Entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es:

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{Tr} \quad (2.27)$$

Usualmente cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a períodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor Tr a cada dato registrado. Para asignar periodos de retorno a una serie de datos es común el empleo de la ley empírica de Weibull (Ramírez, 2011):

$$Tr = \frac{n + 1}{k} \quad (2.28)$$

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.29)$$

donde:

n	tamaño de la muestra
k	número de orden del registro, ordenado de mayor a menor
$P(X \leq x)$	probabilidad de no excedencia

2.1.5 Estimación del error estándar de ajuste

Con el propósito de comparar la eficiencia del ajuste realizado a la muestra con otros modelos matemáticos, se calcula el error estándar de ajuste (EEA) como (Kite, 1988):

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{medidos\ i} - Q_{calculados\ i})^2}{n - np}} \quad (2.30)$$

donde:

n número de años de registro

np número de parámetros de la distribución ajustada

2.2 ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

2.2.1 Introducción

Uno de los objetivos del diseño de una obra hidráulica es que siga funcionando dentro de un rango de seguridad cuando los gastos y volúmenes de agua generados obedecen a una avenida de diseño hipotética.

La avenida de diseño se podría definir como la elevación significativa en el nivel del curso del agua que genera el gasto máximo que podría resistir una obra teniendo en consideración el evento más grande que ha ocurrido históricamente, que podría repetirse posteriormente o ser aún más desfavorable, y que la obra siga funcionando de manera satisfactoria sin que se generen daños o exista riesgo en su estabilidad.

El proceso de estimar una avenida de diseño tiene como uno de sus objetivos obtener características de una avenida como son: el gasto pico, el volumen total y la forma del hidrograma. Así como también determinar de la mejor forma posible la magnitud de un evento correspondiente a un cierto nivel de riesgo aceptable. Esta avenida se usará para determinar las dimensiones o revisar el funcionamiento de una obra hidráulica.

Una de las maneras de analizar el escurrimiento, es mediante la representación gráfica llamada hidrograma, el cual representa la variación del flujo (gasto), por unidad de tiempo. Generalmente, el flujo se le asigna al eje de las ordenadas y su unidad es m^3/s y en el eje de las abscisas se representa el tiempo, en horas como se aprecia en la figura 3.1.

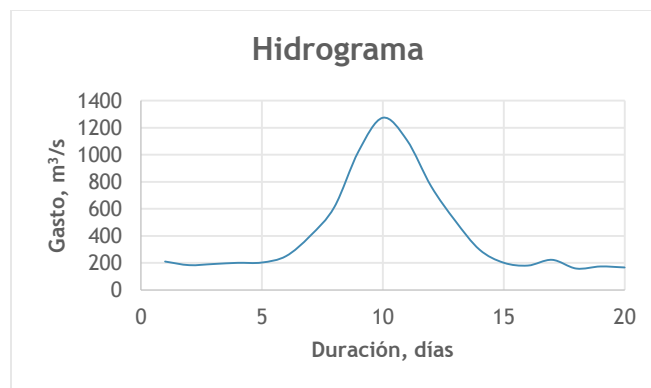


Figura 2.4. Representación gráfica de un hidrograma

2.2.2 Método del Instituto de Ingeniería alternando bloques

El método del Instituto de Ingeniería busca estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los escurrimientos o gastos medios diarios correspondientes a diferentes años de registros. Del registro con el que se disponga, se calcula el gasto medio máximo anual para cada año que se tenga, asociado a varias duraciones “n”.

Este método entrega resultados confiables, siempre y cuando se cuente con registros históricos extensos de gastos medios diarios, obtenidos de estaciones hidrométricas ubicadas cerca de la zona de estudio (Ramírez, 2011).

Para todas las estaciones hidrométricas se utilizó la información de gastos medios diarios que proporciona el BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales) de la CONAGUA (Comisión Nacional del Agua).

Los escurrimientos o ingresos medios diarios que se obtuvieron del BANDAS se organizan siguiendo la tabla 2.1.

(NOMBRE DE LA CUENCA)						
Ingresos medios diarios por cuenca propia (m ³ /s)						
Año (j)	Mes (m)	k ₁	k ₂	k ₃	...	k
j ₁	m ₁	Q ¹ ₁₁	Q ¹ ₁₂	Q ¹ ₁₃	...	Q ¹ _{1n}
	m ₂	Q ¹ ₂₁	Q ¹ ₂₂	Q ¹ ₂₃	...	Q ¹ _{2n}
	•	•	•	•	...	•
	•	•	•	•	...	•
	m ₁₂	Q ¹ ₁₂₁	Q ¹ ₁₂₂	Q ¹ ₁₂₃	...	Q ¹ _{12n}
j ₂	m ₁	Q ² ₁₁	Q ² ₁₂	Q ² ₁₃	...	Q ² _{1n}
	m ₂	Q ² ₂₁	Q ² ₂₂	Q ² ₂₃	...	Q ² _{2n}
	•	•	•	•	...	•
	•	•	•	•	...	•
	m ₁₂	Q ² ₁₂₁	Q ² ₁₂₂	Q ² ₁₂₃	...	Q ² _{12n}
•	•	•	•	•	...	•
•	•	•	•	•	...	•
j _n	m ₁	Q ⁿ ₁₁	Q ⁿ ₁₂	Q ⁿ ₁₃	...	Q ⁿ _{1n}
	m ₂	Q ⁿ ₂₁	Q ⁿ ₂₂	Q ⁿ ₂₃	...	Q ⁿ _{2n}
	•	•	•	•	...	•
	•	•	•	•	...	•
	m ₁₂	Q ⁿ ₁₂₁	Q ⁿ ₁₂₂	Q ⁿ ₁₂₃	...	Q ⁿ _{12n}

Tabla 2.1. Gastos medios diarios, en m³/s

donde:

j= 1, 2, 3, ..., n; representa el número de años que se tenga en el registro histórico.

k=1, 2, 3, ... , n; representa el número de días de cada mes (si el mes de febrero tiene 29 días, el año es bisiesto y por lo tanto tendrá 366 días).

Q^j_{mk} Gasto medio diario en m³/s donde m=1, 2, ..., 12; representa el número de mes.

2.2.2.1 Cálculo de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones

Para calcular el gasto medio máximo anual correspondiente a la duración $n=1$ día, de un determinado año de registro, se procede de la siguiente manera (Domínguez, Arganis, Carrizosa, Fuentes, & Echeverri, 2006), (Vázquez, 1995):

- De la tabla de gastos medios diarios se elige un determinado año de registro para el análisis.
- Se ubica el valor máximo que se haya presentado durante ese año.
- Este valor será entonces el Gasto Medio Máximo Anual para ese año con $n=1$ día.

Para calcular el gasto medio máximo anual correspondiente a duraciones mayores o iguales a dos días ($n \geq 2$) se calcula para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice y se procede de la siguiente manera:

- Se calculan los gastos medios Q_k^n , tomando en cuenta el día inicial k y la duración n que se esté analizando. Los gastos Q_k^n son los gastos medios diarios correspondientes a la duración $n=1$ día, del registro analizado.

$$\overline{Q_k^n} = \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k^1}{n} \quad (2.31)$$

donde:

n duración, en días

k contador del día en que inicia el lapso de duración n

Q_k^n gasto medio para n días de duración

Q_k^1 gasto medio diario del día k

- Conocidos los gastos medios Q_k^n se elige el valor máximo que se haya presentado en esta duración, este valor es conocido como Gasto Medio Máximo Anual (Q_{max}).

$$\overline{Q_{max}^n} = \max(\overline{Q_k^n}) \quad (2.32)$$

donde:

$\overline{Q_{max}^n}$ gasto medio máximo anual

n duración, en días

Debido a que este procedimiento es muy sistemático no fue necesario hacerlo manualmente, por lo que se pudo utilizar un programa llamado GAS1.BAS. Para ejecutar este programa se necesita generar un archivo de entrada con extensión *.dat, el archivo de entrega tiene extensión *.res, el archivo *.dat tiene como característica que todos los años que se enlisten deben ser consecutivos y en caso de que no sea así se debe generar otro archivo independiente pero con el mismo nombre (para que el programa logre adicionar los datos) con el siguiente registro. Después sólo es necesario ingresar el año en el que inicia y finaliza el registro y los días de duración que se requieren.

Se obtuvieron los gastos medios máximos para distintas duraciones, en este caso, de hasta 20 días. La tablas A, B, C, D, E y F (ver los anexos) muestran los resultados obtenidos para las

duraciones de 1 a 20 días, para estimar esta magnitud n se toma en cuenta la dimensión de la obra de estudio.

Los resultados que se obtienen de este procedimiento se utilizarán para realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales.

2.2.2.2 Análisis de frecuencias de gastos máximos anuales

La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia, que eventos más moderados (D. Segerer & Villodas, 2008).

Para obtener una interpretación probabilística de un evento futuro asociado a un registro del pasado se hace uso del análisis de frecuencias de gastos máximos o también llamado análisis estadístico de gastos medios diarios máximos anuales, esto con el objetivo de calcular la magnitud de cierto gasto máximo para un período de retorno determinado, se escogerá aquella función de distribución de probabilidad que proporcione el mínimo error estándar de ajuste.

El análisis de frecuencias de gastos máximos se realiza con los datos de los gastos medios diarios máximos anuales para cada duración, éste análisis se puede realizar de forma manual o con ayuda de un software, en este caso se ha usado el programa AX con el cual se hace posible obtener la mejor distribución de probabilidad que servirá para obtener los gastos máximos de diseño para distintos períodos de retorno.

Se explica a continuación la secuencia de análisis de frecuencias de gastos máximos de forma manual:

- Los resultados de los gastos medios máximos anuales obtenidos en el punto anterior se ordenan de mayor a menor para cada duración n y se le asigna un número de orden de registro k para cada valor de gasto máximos y se contabiliza el número de datos que se tiene en cada caso (n).
- Se le asigna a cada gasto un período de retorno T_r y una probabilidad de no excedencia.
- Se obtienen los estadísticos muestrales de la serie de gastos máximos: media $\bar{x}$ y desviación estándar S_x .
- Se ajusta la serie de gastos máximos históricos a diferentes distribuciones de probabilidad y se obtiene para cada una de éstas el error estándar de ajuste (EEA), la distribución de probabilidad que tenga el mínimo EEA es la que se utilizará para generar la avenida de diseño.
- Una vez obtenida la distribución de mejor ajuste se extrapolan los diferentes eventos Q_T asociados a distintos períodos de retorno: $T_r=2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000$ y 10000 años.

Con los gastos máximos de diseño obtenidos se construyen para las distintas duraciones las curvas del tipo gasto-duración-período de retorno para observar su comportamiento, ya que es importante que se pueda apreciar que la tendencia en períodos de retorno menores o iguales a n debe conservarse para períodos de retorno mayores, de manera que si esto no ocurre deben de revisarse las extrapolaciones.

2.2.2.3 Cálculo de la avenida de diseño

Primero se seleccionan los gastos máximos extrapolados para las distintas duraciones que se hayan fijado y se elige el período de retorno a analizar.

Para construir la avenida de diseño se determinan en forma recursivas los gastos diarios (Q_n), a partir del concepto de gasto medio, es decir:

$$Q_n = n\overline{Q_n} - \sum_i^{n-1} Q_i \quad (2.33)$$

donde:

Q_n gasto máximo individual, en m^3/s

$\overline{Q_n}$ gasto medio máximo extrapolado, en m^3/s

n duración, en días

Una vez que se hayan determinado los gastos individuales puede ser el caso de que hayan resultado valores negativos, por lo cual, para solucionar este problema se suavizan dichos valores hasta que no haya ningún valor de gasto negativo.

Para dar forma al hidrograma de la avenida se utiliza el método de alternar bloques, en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (gasto pico, Q_1) y de ahí se van alternando los gastos de mayores a menores hacia adelante y hacia atrás consecutivamente.

La forma en la que finalmente quedan acomodados los bloques se muestra en la figura 2.5.

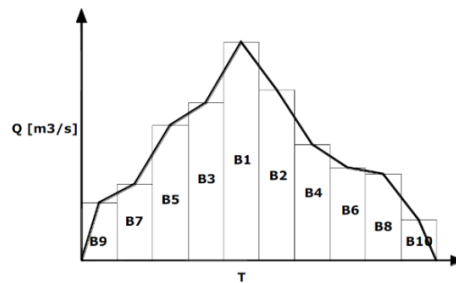


Figura 2.5. Bloques alternados que dan forma a la avenida de diseño

El volumen de la avenida de diseño es el área bajo la curva del hidrograma, para estimar este volumen se tomó en cuenta que $\Delta t=1$ hora, el volumen de la avenida es:

$$V = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{millones de } m^3 \quad (2.34)$$

donde:

V volumen de la avenida, en millones de metros cúbicos

Se ha objetado que con este método se considera que ocurren simultáneamente los máximos asociados a distintas duraciones y que esto puede llevar a un sobredimensionamiento; sin embargo, el método parte de la hipótesis de que las condiciones críticas están asociadas a una

duración que se desconoce a priori, de tal forma que al considerar todas las duraciones el método incluye dicha duración crítica (Monroy, 2015).

Se pueden obtener los gastos correspondientes para períodos de retorno de hasta 10 000 años; debido a que se tratará de puentes o alcantarillas, los períodos de retorno que corresponden a este tipo de obras varían desde 20 hasta 100 años.

2.2.2.4 Forma al pico de la avenida de diseño

Para darle forma al gasto pico de la avenida de diseño se realizó el análisis estadístico de los gastos máximos instantáneos, de igual manera se selecciona la función de distribución que presente el mejor ajuste y se obtienen los gastos de diseño para distintos períodos de retorno, con el gasto que corresponde a cada período de retorno se recalculan las ordenadas de los tres días (o los que sean necesarios) del centro del hidrograma, de manera de que se conserve el volumen que se presenta en esos tres días pero tomando en cuenta el gasto pico de los instantáneos.

2.2.3 Tránsito de avenidas mediante programas

Se entiende por tránsito de una avenida la circulación de un volumen extraordinario de agua, que en su paso se manifiesta como un cambio en el nivel de la superficie libre de la corriente.

Con la llegada de una precipitación, se presenta una escorrentía la cual produce una variación en el volumen de agua con respecto al tramo del río que varía en el tiempo a lo largo de él, esto se traduce en una diferencia de elevaciones en su superficie libre y a su vez en un cambio en la velocidad del flujo de agua en cada una de ellas.

El tránsito de caudales es un procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud del caudal en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o superpuestos en uno o más puntos aguas arriba. En un sentido más amplio, el tránsito de caudales puede considerarse como un análisis para seguir el caudal a través de un sistema hidrológico, dada una entrada.

La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo.

Son varios los modelos hidrológicos que existen, siendo el Sistema de Modelación Hidrológico del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-HMS por sus siglas en inglés) el aplicado en la presente investigación, ya que es un programa computacional gratuito y de amplia utilización internacional en el estudio de avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación-escurrimiento y tránsito de caudales (Feldman, 2000).

El software da la posibilidad de incluir en el modelo hidrológico conceptual de la cuenca los elementos hidrológicos que el usuario requiera representar. A continuación se describen los elementos que se utilizaron:

- Fuente (*source*). Este elemento se utiliza para introducir caudal en la cuenca, no tiene entradas.
- Canal (*reach*). Este elemento es utilizado para trasladar el flujo aguas abajo en el modelo de cuenca. El gasto de entrada a este elemento puede venir de uno o más

elementos aguas arriba. El flujo de salida es calculado en base al tránsito y la atenuación del hidrograma de entrada.

- Unión (*junction*). Una unión se utiliza para unir el caudal proveniente de uno o más elementos hidrológicos. El caudal de salida es calculado simplemente sumando todas las entradas y asumiendo que no existe almacenamiento en la unión.

En el elemento fuente (*source*) se ingresó el hidrograma de entrada que ya había sido calculado previamente. Se pueden ver en la figura 2.6 los elementos en el modelo.

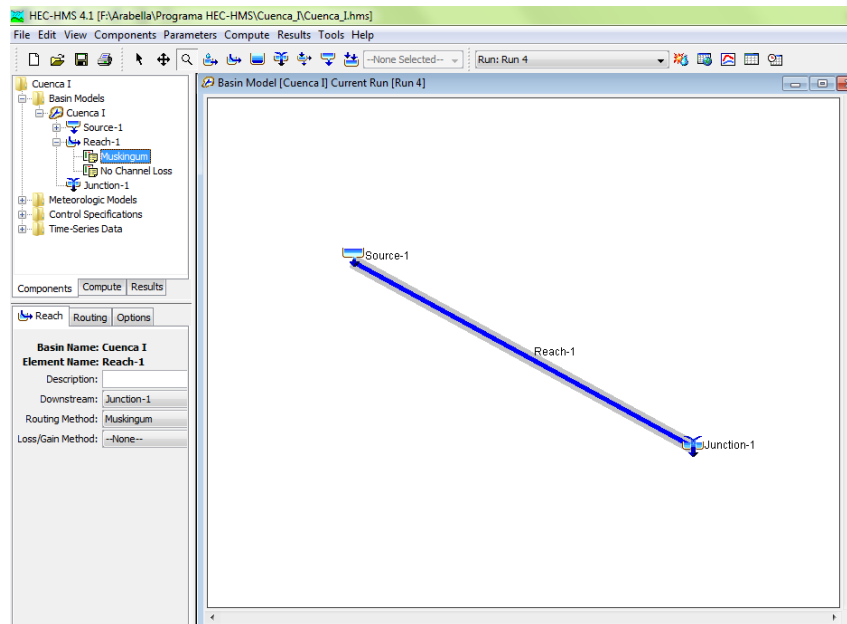


Figura 2.6. Modelo en HEC-HMS

Existen diversos métodos para realizar el tránsito de la avenida, uno de éstos métodos de tránsito de avenidas es el Método de Muskingum, que es un método de tránsito de sistemas agregados es decir, el flujo se calcula como una función del tiempo únicamente en un lugar particular, sin entrar en los análisis y detalles que realizan los modelos hidráulicos.

Este método modela el almacenamiento volumétrico del flujo en un cauce mediante la combinación de dos sumandos constituidos por el almacenamiento en prisma y el almacenamiento en cuña, tal y como se muestra en la figura 2.7.

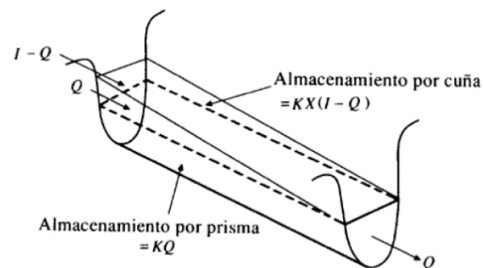


Figura 2.7. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un cauce

Durante la fase de crecimiento del hidrograma, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, produciéndose un almacenamiento en forma de cuña positiva. Por el contrario durante la fase de recesión, el caudal de salida es mayor que el de entrada, resultando así una cuña negativa. Además, existe un almacenamiento en prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del cauce.

El método de Muskingum ha sido aplicado por décadas, y derivado de esta utilidad que se le ha dado, hay un pequeño registro de los valores de los coeficientes K y X , que se han dividido a partir del análisis de las mediciones en los hidrogramas. En flujos naturales, X se encuentra entre 0 y 0.3 con un valor medio cercano a 0.2 (Roman, 2009). El parámetro K es el tiempo de tránsito de la onda de flujo a través del tramo del canal.

2.2.4 Conceptos básicos de hidráulica de canales

Un canal es un conducto a través del cual circula el agua, éste puede ser cerrado o abierto, artificial o natural. La característica principal de un canal es que el agua se mueve por acción exclusiva de la gravedad y el líquido se encuentra parcialmente envuelto por un contorno sólido (López, 2015). Las secciones transversales más comunes en canales son: trapecial, triangular, rectangular y circular.

Para el estudio de la hidráulica de canales abiertos se consideran tramos de canal largos y de sección constante por lo que se analiza únicamente el flujo uniforme considerando además que es permanente.

2.2.4.1 Flujo uniforme

El flujo uniforme en canales se presenta cuando las fuerzas de fricción generadas entre el fluido y la superficie sólida del canal se equilibran con la componente del peso del agua en la dirección de flujo, manteniendo la velocidad constante. Las fuerzas de fricción generan una resistencia al flujo (fuerzas de resistencia), las cuales son contrarrestadas por las fuerzas que la gravedad ejerce sobre el peso del cuerpo (fuerzas gravitacionales), en el flujo uniforme debe existir un equilibrio entre las fuerzas de resistencia (fricción) y las fuerzas gravitacionales (peso del cuerpo) (López, 2015).

En el flujo uniforme es posible identificar algunas características hidráulicas como son el tirante normal (y_n), la velocidad normal (v_n) y la pendiente normal (s_n).

- ❖ Tirante normal (y_n): Es la profundidad que se obtiene al aplicar la ecuación de Manning en la solución de canales; de manera similar se obtiene la velocidad normal (v_n).
- ❖ Pendiente normal (s_n): Conocidos el caudal Q , la rugosidad n y la profundidad o tirante normal y_n , se obtiene la pendiente normal con base en la ecuación de Manning.

2.2.4.2 Procedimiento para calcular el tirante normal

Se utiliza la ecuación de Manning para el cálculo de las características hidráulicas de un canal con flujo uniforme:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (2.35)$$

donde:

- V es la velocidad normal del flujo uniforme, m/s
 n es el coeficiente de rugosidad (depende las características de las paredes del canal)
 R_h es el radio hidráulico de la sección del canal, m
 S es la pendiente del fondo del canal, que corresponde a las pérdidas por fricción distribuidas a lo largo del tramo del canal considerado, m/m.

La ecuación de Manning expresada en función del caudal Q está integrada por dos clases de elementos, unos hidráulicos (Q , n y s) y otros que dependen de la sección del canal (área y radio hidráulico); si se separan estos dos elementos, la ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3} \quad (2.36)$$

Después se hace uso del método numérico de Newton-Raphson:

$$F = f(u) \quad (2.37)$$

$$Y_{i+1} = Y_i - \frac{F}{F'} \quad (2.38)$$

$$Sea F = A R_h^{2/3} - \frac{Q n}{S^{1/2}} \quad (2.39)$$

$$F' = \frac{dF}{dy} = \frac{dA}{dy} R_h^{2/3} + A \frac{d}{dy} R_h^{2/3} \quad (2.40)$$

$$F' = \frac{dA^{5/3}}{dy} P^{-2/3} - \frac{2}{3} P^{-5/3} \frac{dP}{dy} A^{5/3} \quad (2.41)$$

$$F' = \frac{5}{3} A^{2/3} \frac{dA}{dy} P^{-2/3} - \frac{2}{3} P^{-5/3} \frac{dP}{dy} A^{5/3} \quad (2.42)$$

Para una sección trapecial:

$$\frac{dP}{dy} = 2\sqrt{1 + k^2} \quad (2.43)$$

Entonces:

$$F^{-1} = \frac{R_h^{2/3}}{3} \left[5T - 4R_h \sqrt{1 + k^2} \right] \quad (2.44)$$

Se realiza un proceso iterativo en donde se propone un tirante y al final del proceso se obtiene el tirante normal, para hacerlo se realizó una tabla con las siguientes columnas:

y_i	A_i	P_i	T_i	Rh_i	F_i	F'_i	$y_{i+1} = y_i - \frac{F_i}{F'_i}$
y_1	A_1	P_1	T_1	Rh_1	F_1	F'_1	$y_2 = y_1 - \frac{F_1}{F'_1}$
y_2	A_2	P_2	T_2	Rh_2	F_2	F'_2	$y_3 = y_2 - \frac{F_2}{F'_2}$
•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•
y_n	A_n	P_n	T_n	Rh_n	F_n	F'_n	$y_n = y_n - \frac{F_n}{F'_n}$

Tabla 2.2. Proceso para la obtención del tirante normal

donde:

y_i tirante, en m
 A_i área hidráulica, en m²
 P_i perímetro mojado, en m
 T_i ancho de superficie libre, en m
 Rh_i radio hidráulico, en m
 F_i función iterativa para calcular la siguiente aproximación
 F'_i derivada de la función iterativa
 y_{i+1} tirante nuevo propuesto, en m

El presente capítulo es de suma importancia debido a que la metodología aquí usada será la aplicada a los datos de cada puente analizado, los resultados se expondrán en el capítulo de Aplicación y resultados, en el capítulo siguiente se describirán las características del lugar donde se encuentran ubicadas las estaciones hidrométricas cercanas a los puentes federales, como la zona hidrológica donde se ubican y la cuenca a la que pertenecen.

DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS DONDE ESTÁN UBICADOS LOS PUENTES FEDERALES

3.1.1 Puente río Papaloapan

La estación hidrométrica “Cantón” se encuentra dentro de la Región Hidrológica número 28 Papaloapan, situada en la costa sudoeste del Golfo de México, ocupa parte de los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz y una pequeña porción del estado de Tlaxcala. Se localiza entre los meridianos 94°46’ y 98°01’ longitud oeste y los paralelos 16°59’ y 19°45’ latitud norte. Presenta un área aproximada de 57 842 km². La figura 3.1, muestra su ubicación geográfica.



Figura 3.1. Región Hidrológica número 28 Papaloapan

El río Papaloapan nace en Coajimoloyas en la Sierra de Juárez, Oaxaca con el nombre de Río Grande, circula con el nombre de Quitepec primero y Santo Domingo después hasta que se unen los ríos Usila y Valle Nacional tomando a partir de esa confluencia el nombre de Papaloapan por último recibe el nombre de río Tonto en el límite entre Oaxaca y Veracruz.

La estación se encuentra dentro de la cuenca del río Papaloapan, ésta tiene un área de 14 037.7 km².

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.2.

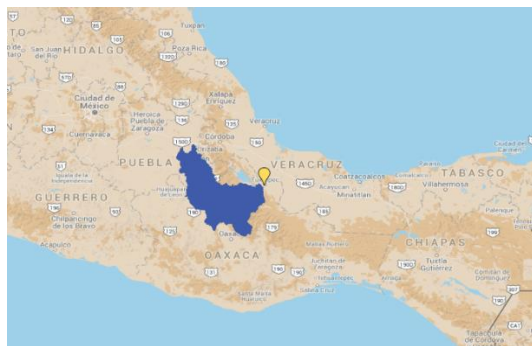


Figura 3.2. Ubicación de la cuenca y del puente del río Papaloapan

3.1.2 Puente río Armería

La estación hidrométrica “Las Peñitas II” se encuentra dentro de la Región Hidrológica número 16 Armería-Coahuayana, se localiza al Occidente de la República Mexicana, ocupa parte de los estados de Jalisco y Colima al Suroeste de nuestro país. Cuenta con una extensión de 17 626.6 km². Está comprendida entre los meridianos 102° 56’ y 104° 35’ longitud oeste y los paralelos 18° 40’ y 20° 29’ latitud norte. La figura número 3.3 muestra su ubicación.



Figura 3.3. Región Hidrológica número 16 Armería-Coahuayana

El río Ayuquila-Armería nace al norte de la cuenca en el estado de Jalisco, en la Sierra de Quila, como río Atengo, y cambia su nombre al de río Ayutla al pasar por esta localidad, después de la Presa Trigomil se convierte en el río Ayuquila y a partir de su confluencia con el río Tuxcacuesco, que nace en Tatalpa, poco antes de ingresar al estado de Colima, toma el nombre de río Armería (Cotler & Caire, 2015). El río Armería se cuenta entre los más importantes que desembocan en el Océano Pacífico.

La estación se encuentra instalada sobre el río Armería a 545 m aguas arriba de la presa derivadora Las Peñitas, en el municipio de Comala, estado de Colima. La cuenca del río Armería, donde está ubicada la estación, posee un área de 8 108 km².

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.4.



Figura 3.4. Ubicación de la cuenca y del puente del río Armería

3.1.3 Puente Almada

La estación hidrométrica “Puente Sudpacífico” se encuentra dentro de la Región Hidrológica número 10 Sinaloa, se ubica en la zona costera del Golfo de California y del Océano Pacífico, ocupa casi en su totalidad al estado de Sinaloa y parte de los estados de Chihuahua y Durango, así como una pequeña porción de Sonora. Está comprendida entre los meridianos $105^{\circ} 18'$ y $109^{\circ} 25'$ longitud oeste y los paralelos $23^{\circ} 21'$ y $28^{\circ} 23'$ latitud norte. La figura número 3.5 muestra su ubicación. Presenta un área aproximada de 102 620 km², está constituida por ocho cuencas hidrológicas denominadas: Estero de Bahorehuis, Río Sinaloa, Bahía Lechugilla-OhuiraNavachiste, Río Mocorito, Río fuerte, Río Piaxtla-Río Elota-Río Quelite, Río San Lorenzo y Río Culiacán. Los ríos importantes son El Fuerte, Sinaloa, Mocorito, Humaya, Tamazula, Culiacán, San Lorenzo, Elota, Piaxtla y Quelite.



Figura 3.5. Región Hidrológica número 10 Sinaloa

El Río Culiacán se forma de la confluencia de los Ríos Humaya y Tamazula en la ciudad del mismo nombre, donde cambia la dirección de estas corrientes hidrológicas por la del oeste, que conserva hasta la ciudad de Navolato donde se dirige al sur, inclinándose al sureste, para desembocar en la ensenada del pabellón, frente a la Península de Lucernilla. Tiene una longitud de su nacimiento a la desembocadura de 72 km (Valenzuela, Ramos, Medrano, & Quevedo, 2015).

La estación se encuentra localizada en el cruce del Ferrocarril Sud-Pacífico con el río Culiacán, dentro de los límites de la ciudad de Culiacán. La cuenca del río Culiacán, donde está situada la hidrométrica, tiene un área de 15 731 km².

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.6.

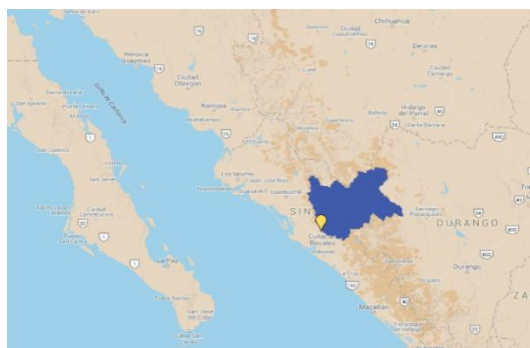


Figura 3.6. Ubicación de la cuenca del río Culiacán y del puente Almada

3.1.4 Puente río Tuxpan

La estación hidrométrica "Río Grande" se encuentra situada dentro de la Región Hidrológica número 18 Balsas, se extiende a partir del valle de Puebla en dirección este-sureste a oeste $\pm$ noroeste hasta el Océano Pacífico. Abarca el estado de Morelos y ocupa importantes porciones de los estados de Oaxaca, Puebla, Tlaxcala, México, Michoacán, Guerrero y Jalisco. Se muestra su ubicación en la figura 3.7. Presenta un área aproximada de 116 873 km², está constituida por cinco cuencas endorreicas que desembocan a lagunas y cinco exorreicas que desembocan a otras cuencas: Río Tepalcatepec, Río Tepalcatepec-Infiernillo, Río Balsas-Infiernillo, Río Tacambaro, Río Cutzamala, Río Balsas-Zirándalo, Río Grande de Amacuzac, Río Balsas-Mezcala, Río Tlapaneco, Río Atoyac. La cuenca del río Tuxpan es una subcuenca del río Cutzamala.



Figura 3.7. Región Hidrológica número 18 Balsas

La estación se encuentra en el municipio de Tuxpan, Michoacán sobre el río Grande o Tuxpan a 600 m aguas arriba del puente Tuxpan de la carretera federal No. 15 en la parte norte del poblado del mismo nombre; a 300 m aguas arriba de la confluencia del río Chiquito y a 1.6 km al norte de la presa derivadora Tuxpan. La cuenca del río Tuxpan ocupa un área de 943.5 km².

El río Grande o Tuxpan se origina en el Eje Neovolcánico con la unión de varios arroyos que descienden específicamente de los cerros Mesa del Burro y Azufres cuyas altitudes son de 2 800 m.s.n.m. y 2 900 m.s.n.m. respectivamente.

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.8.

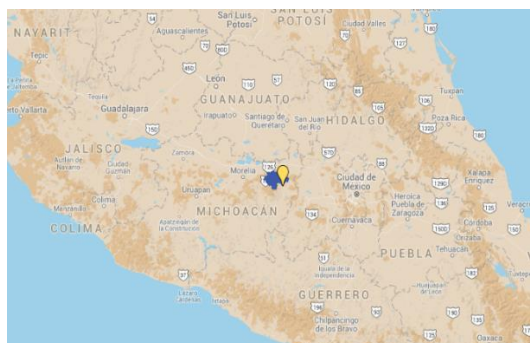


Figura 3.8. Ubicación de la cuenca y del puente del río Tuxpan

3.1.5 Puente río Salado

La estación hidrométrica “Las Tortillas” se encuentra dentro de la Región Hidrológica número 24 Bravo-Conchos, se localiza al Norte del país en la parte central de América del Norte, su cauce principal y la frontera entre los Estados Unidos de América y los Estados Unidos Mexicanos es el Río Bravo, mismo que comprende desde las ciudades del Paso Texas y Ciudad Juárez Chihuahua, hasta su desembocadura en el Golfo de México. En la región hidrológica están comprendidas partes de las entidades mexicanas de Chihuahua, Coahuila, Durango, Nuevo León y Tamaulipas; tiene una superficie de escurrimiento de 226 275 km². La figura 3.9, muestra su ubicación. Está comprendida entre los meridianos 99°05’ y 104° 47’ longitud oeste y los paralelos 28°03’ y 29° 51’ de latitud norte.

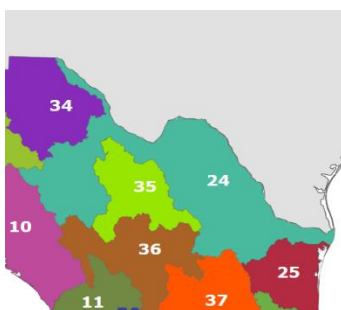


Figura 3.9. Región Hidrológica número 24 Bravo-Conchos

El río Salado o Nadadores cuyo régimen es perenne, se origina en un lugar conocido como Don Martín, sitio donde se construyó la presa Venustiano Carranza, está conformado por los escurrimientos de las sierras San Marcos y La Fragua (Martínez & Peña, 2011).

La estación se encuentra ubicada dentro de la cuenca del río Bravo y tiene un área de 59 064.6 km². La cuenca del río Bravo colinda por el poniente con las cuencas Laguna del Guaje-Lipanes y Laguna del Rey; al norte con la cuenca Río Bravo-Ojinaga; al sur con las cuencas Valle del Hundido y Río Bravo San Juan y al oriente con los municipios de Múzquiz, San Buenaventura y Sacramento (Martínez & Peña, 2011).

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.10.



Figura 3.10. Ubicación de la cuenca del río Bravo y del puente río Salado

3.1.6 Puente Cuculho

La estación hidrométrica “Almandro” se encuentra dentro de la Región Hidrológica número 30 Grijalva-Usumacinta, se localiza en la costa sur del Golfo de México, ocupando parte de Campeche, Chiapas, Tabasco y una pequeña porción de Oaxaca, entre los meridianos 89° 39' y 94° 11' longitud oeste y los paralelos 15° 15' y 19° 04' latitud norte. Presenta un área aproximada de 97 810 km². La figura 3.11, muestra su ubicación geográfica.

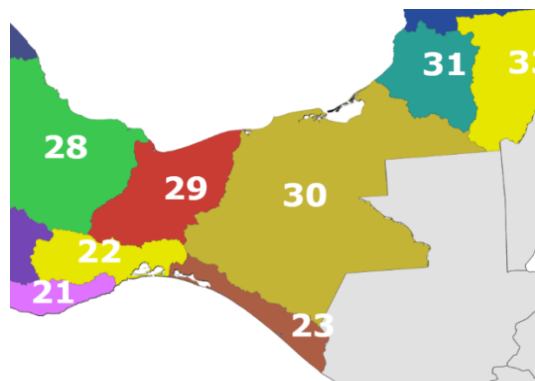


Figura 3.11. Región Hidrológica número 30 Grijalva-Usumacinta

El río Almandro forma parte de la cuenca del Bajo Grijalva o Grijalva-Villahermosa la cual es la que ocupa mayor superficie con 10 586.60 km² y la más importante de Tabasco, ya que en ella desembocan gran parte de los ríos que cruzan la llanura del estado, como es el Usumacinta. El río Almandro nace en la meseta central de Chiapas con el nombre de río Chacté, fluye con rumbo noroeste hasta recibir por su margen izquierda las aportaciones del río Plátanos y a la altura de la población de Simojovel cambia su nombre a río Almandro.

La estación se encuentra a seis km al noreste del poblado Simojovel de Allende, en el municipio de Huitiupán, estado de Chiapas. La cuenca en la que está ubicada la estación es la del río Oxolotán y posee un área de 2 243 km².

Se muestra la ubicación de la cuenca en color azul y del puente con un indicador color amarillo en la figura 3.12.

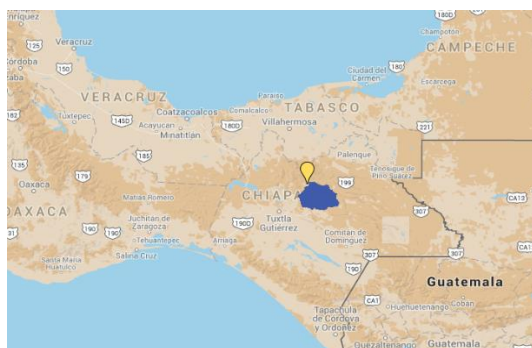


Figura 3.12. Ubicación de la cuenca del río Oxolotán y del puente Cuculho

En el siguiente capítulo se aplica la metodología a los puentes descritos en esta sección.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

4 APLICACIÓN Y RESULTADOS

4.1 ESTACIÓN ALMANDRO

4.1.1 Cálculo del análisis de frecuencias de gastos medios diarios máximos anuales

Los registros con los que contaba esta estación son de 1965 a 1995. Las funciones de distribución que presentaron los mejores ajustes fueron: para la duración de un día doble Gumbel con $P=0.82$, para duraciones de 2 a 4 días Gumbel máxima verosimilitud y para duraciones de 5 a 20 días Gumbel dos poblaciones. Se muestran en las figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

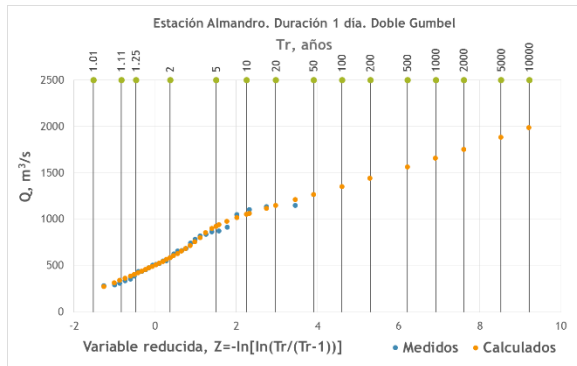


Figura 4.1. Ajuste con función doble Gumbel, d=1 día, $P=0.82$. Estación Alandro

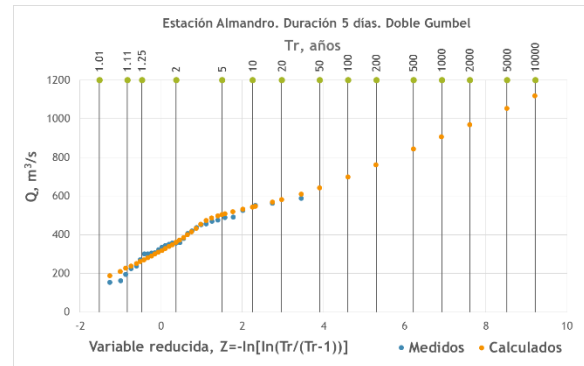


Figura 4.2. Ajuste con función doble Gumbel, d=5 días, $P=0.82$. Estación Alandro

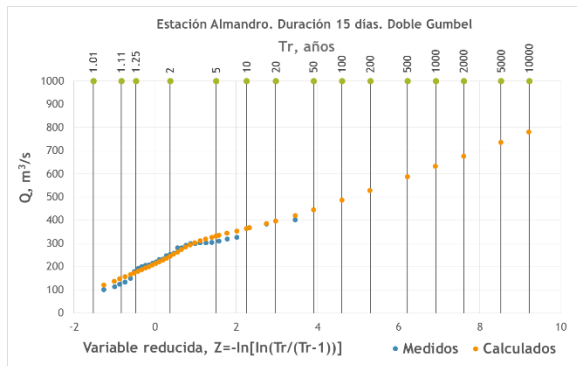


Figura 4.3. Ajuste con función doble Gumbel, d=15 días, $P=0.81$. Estación Alandro

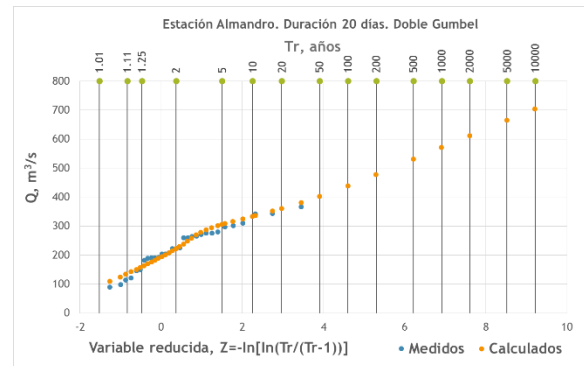


Figura 4.4. Ajuste con función doble Gumbel, d=20 días, $P=0.81$. Estación Alandro

En la tabla 4.1 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.5 se muestran las curvas de dicha relación. A partir del día cinco el programa AX no pudo determinar el mínimo error estándar por lo que fue necesario hacer cada duración con cada una de las funciones y manualmente se determinó que la función doble Gumbel tenía el mínimo error estándar.

Duración, en días	Gastos de diseño, en m ³ /s											
	Período de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	585.06	924.62	1051.96	1147.96	1265.05	1352.52	1441.06	1561.48	1655.57	1752.03	1882.21	1986.36
2	488.47	664.01	780.24	891.73	1036.04	1144.18	1251.93	1394.08	1501.51	1608.91	1750.85	1858.21
3	428.39	578.97	678.67	774.31	898.1	990.86	1083.28	1205.22	1297.38	1389.5	1511.26	1603.35
4	388.84	522.41	610.85	695.68	805.49	887.77	969.76	1077.92	1159.67	1241.38	1349.38	1431.08
5	359.73	503.61	542.6	580.6	642.12	698.74	759.89	842.61	905.35	969.11	1053.66	1118.09
6	332.74	469.16	501.46	534.87	596.69	653.65	712.41	790.51	849.2	907.9	985.51	1045.2
7	313.92	447.39	471.81	499.77	562.04	617.88	674.03	748.01	803.71	859.77	934.99	988.92
8	301.51	424.61	444.69	469.88	530.08	583.08	636.09	706.03	758.58	811.43	880.69	934.15
9	291.37	407.89	430.16	456.47	512.7	564.53	616.9	686.3	738.58	790.5	861.17	910.2
10	282.39	388.19	413.11	442.86	500.75	551.73	603.39	671.57	723.48	774.58	842.46	896.76
11	273.08	374.08	398.67	429.12	487.94	537.92	588.27	654.63	704.85	754.68	821.14	869.46
12	266.33	358.21	386.84	419.6	475.66	523.31	571.86	636.16	684.77	733.37	797.56	847.08
13	256.91	345.04	374.19	406.11	458.59	503.52	549.81	611.4	658.11	704.58	765.57	812.03
14	250.01	334.92	369.16	402.76	451.16	491.36	533.84	591.93	636.63	681.99	742.46	787.16
15	244.41	330.66	363.55	396.26	444.62	485.34	528.4	586.97	631.47	676.27	735.6	779.19
16	239.29	326.17	358.35	390.02	436.75	476.27	518.22	575.47	619.55	663.62	721.99	767.25
17	231.77	322.05	353.64	383.77	427.58	464.82	504.85	560.04	602.77	645.21	703.37	746.1
18	226.55	314.41	349.07	380.69	423.3	457.4	493.41	543.45	582.8	622.69	676.11	716
19	224.67	309.12	338.6	367.5	410.64	447.62	487.11	541.06	582.21	623.91	678.06	721.38
20	221.36	304.72	332.46	359.9	401.7	438.04	476.79	529.59	569.97	610.6	664.78	702.91

Tabla 4.1. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Almandro

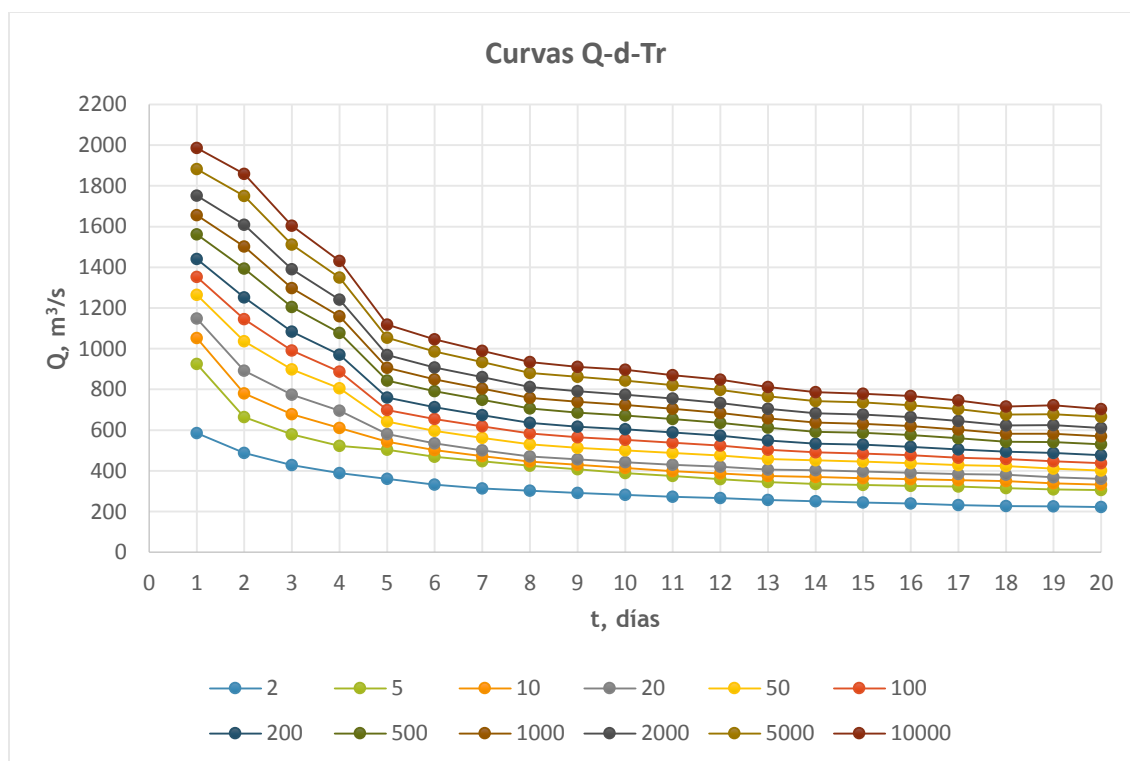


Figura 4.5. Curvas gastos-duración-período de retorno. Estación Almandro

4.1.2 Cálculo de la avenida de diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM

Con base en los resultados obtenidos en la tabla 4.1, se estimaron las avenidas de diseño que corresponden a los periodos de retorno de 20, 50 y 100 años. Para construir las avenidas de diseño se utilizó el método de alternar bloques que fue descrito previamente en el capítulo de Metodología.

De la tabla 4.1 se seleccionaron los gastos medios diarios máximos anuales para las duraciones de 1 a 20 días y $Tr=20$, 50 y 100 años, con dicha información se calcularon los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño.

4.1.2.1 Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.2 para un periodo de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.6 con un incremento del tiempo en días y en la figura 4.7 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	1147.96	1147.96	130.08	11	429.12	291.72	635.5
2	891.73	635.5	283.77	12	419.6	314.88	459.79
3	774.31	539.47	305.26	13	406.11	244.23	306.22
4	695.68	459.79	244.23	14	402.76	359.21	260.65
5	580.6	120.28	291.72	15	396.26	305.26	320.37
6	534.87	306.22	349.19	16	390.02	296.42	314.88
7	499.77	289.17	289.17	17	383.77	283.77	359.21
8	469.88	260.65	120.28	18	380.69	328.33	296.42
9	456.47	349.19	539.47	19	367.5	130.08	328.33
10	3811.49	320.37	1147.96	20	359.9	215.5	215.5

Tabla 4.2. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años

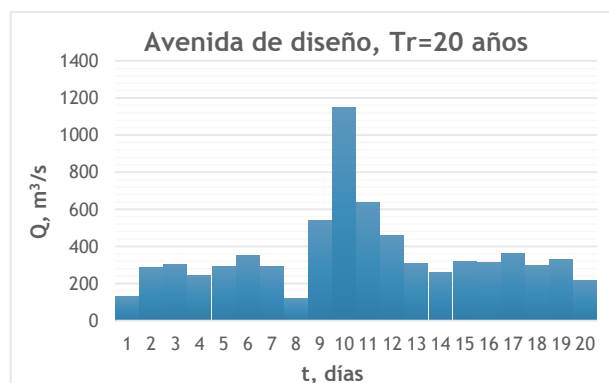


Figura 4.6. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años

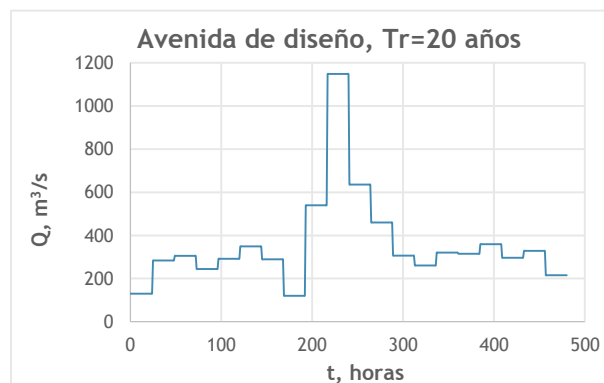


Figura 4.7. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Del análisis estadístico de los gastos máximos instantáneos, se concluyó que la mejor función era Gumbel máxima verosimilitud, en la tabla 4.3 se muestran los gastos correspondientes para cada periodo de retorno, en este caso el dato que se usará será para un $Tr=20$ años, al que corresponde un gasto de $1\ 876.59\ m^3/s$. Con este gasto es con el que se le da forma al pico del

hidrograma de diseño y se recalculan las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma de manera de conservar el volumen, con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figura 4.8 y 4.9.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	967.53	200	2688.56
5	1363.26	500	3009.01
10	1625.26	1000	3251.19
20	1876.59	2000	3493.29
50	2201.9	5000	3813.26
100	2445.68	10000	4055.28

Tabla 4.3. Gastos máximos instantáneos. Estación Almandro

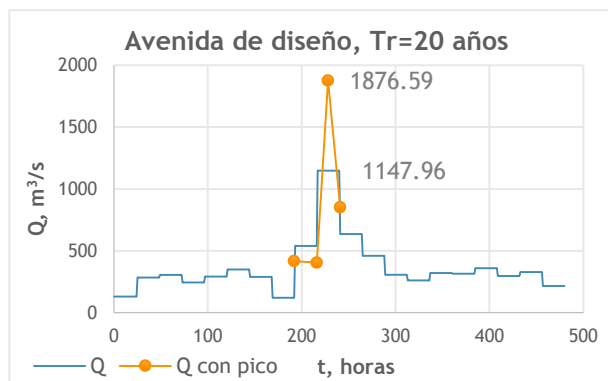


Figura 4.8. Forma del pico de la avenida de diseño, Tr=20 años



Figura 4.9. Avenida de diseño, Tr=20 años, considerando el pico de la avenida

4.1.2.2 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años

Al usar los datos de la tabla 4.4 para un período de retorno de 50 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.10 en color verde con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	1265.05	1265.05	182.76	11	487.94	359.84	807.03
2	1036.04	807.03	280.86	12	475.66	340.58	527.66
3	898.1	622.22	353.06	13	458.59	253.75	330.14
4	805.49	527.66	253.75	14	451.16	354.57	306.36
5	650	28.04	359.84	15	444.62	353.06	393.2
6	596.69	330.14	373.66	16	436.75	318.7	340.58
7	562.04	354.14	354.14	17	427.58	280.86	354.57
8	530.08	306.36	28.04	18	423.3	350.54	318.7
9	512.7	373.66	622.22	19	410.64	182.76	350.54
10	500.75	393.2	1265.05	20	401.7	231.84	231.84

Tabla 4.4. Construcción de la avenida de diseño, Tr=50 años

De acuerdo con la tabla 4.3, para un período de retorno de 50 años, el gasto máximo instantáneo es de 2 201.9 m³/s, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.10.

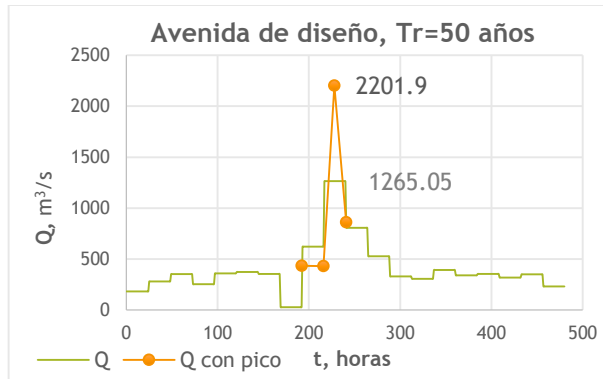


Figura 4.10. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=50$ años

4.1.2.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Al usar los datos de la tabla 4.5 para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.11 en color rojo con un incremento de tiempo en horas. De acuerdo con la tabla 4.3, para un período de retorno de 100 años, el gasto máximo instantáneo es de $2\,445.68\text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.11.

Se puede concluir, de acuerdo con la forma del hidrograma, que la cuenca tiene una capacidad de regulación media, ya que antes y después del gasto pico, el hidrograma se vuelve uniforme pero aun así presenta pequeñas irregularidades.

Duración días	Q m^3/s	$Q_{\text{individual}}$ m^3/s	Q_{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	$Q_{\text{individual}}$ m^3/s	Q_{ordenado} m^3/s
1	1352.52	1352.52	271.58	11	537.92	399.82	935.84
2	1144.18	935.84	281.62	12	523.31	362.6	578.5
3	990.86	684.22	401.06	13	503.52	266.04	346.9
4	887.77	578.5	266.04	14	491.36	333.28	339.48
5	715	23.92	399.82	15	485.34	401.06	436.53
6	653.65	346.9	416.13	16	476.27	340.22	362.6
7	617.88	403.26	403.26	17	464.82	281.62	333.28
8	583.08	339.48	23.92	18	457.4	331.26	340.22
9	564.53	416.13	684.22	19	447.62	271.58	331.26
10	551.73	436.53	1352.52	20	438.04	256.02	256.02

Tabla 4.5. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años



Figura 4.11. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

4.2 ESTACIÓN CANTÓN

Los registros con los que contaba esta estación eran de 1948 a 1987. Se concluyó que el mejor ajuste para todas las duraciones es con la función Gumbel por momentos. Se muestran en las figuras 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

Los resultados del programa AX inferían que el mejor ajuste era con la función Gumbel dos poblaciones, sin embargo, para periodos de retorno grandes se incurría en el error de que a mayores duraciones había gastos mayores, por lo que observando el parámetro α -parámetro relacionado con la pendiente- se pudo notar que los valores de éste entre una y otra población eran bastante similares por lo que se concluyó que podía usarse Gumbel por momentos, ya que si las pendientes eran casi iguales podría tomarse como una sola recta, o sea un ajuste Gumbel.

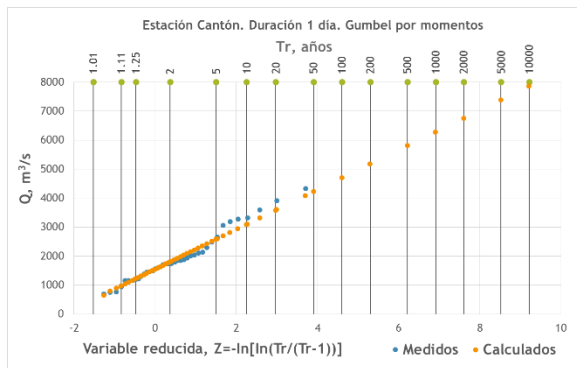


Figura 4.12. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=1 día, Estación Cantón

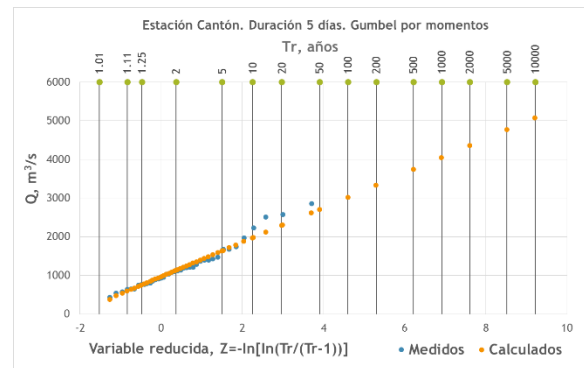


Figura 4.13. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=5 días, Estación Cantón

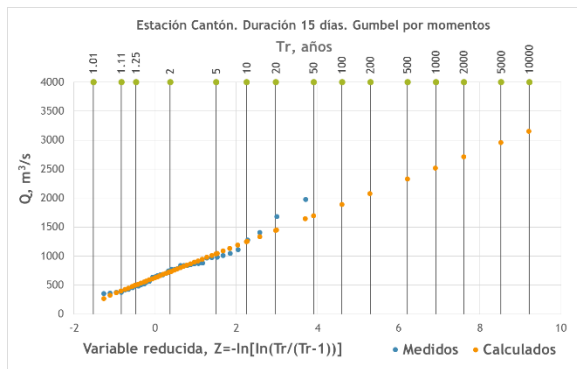


Figura 4.14. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=15 días, Estación Cantón.

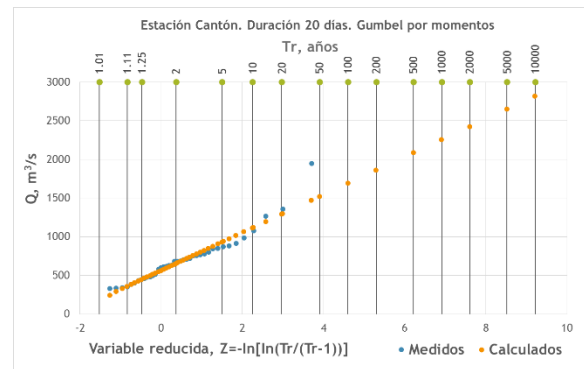


Figura 4.15. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=20 días, Estación Cantón

En la tabla 4.6 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.16 se muestran las curvas de dicha relación.

Gastos de diseño, en m ³ /s												
Duración, en días	Período de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	1793.23	2569.9	3084.13	3577.39	4215.86	4694.3	5171	5799.92	6275.24	6750.38	7378.37	7853.38
2	1513.35	2160.9	2589.63	3000.88	3533.2	3932.1	4329.54	4853.9	5250.19	5646.34	6169.92	6565.96
3	1342.58	1909.09	2284.17	2643.95	3109.65	3458.63	3806.34	4265.07	4611.76	4958.34	5416.39	5762.86
4	1218.04	1743.99	2092.21	2426.24	2858.59	3182.59	3505.4	3931.28	4253.16	4574.91	5000.17	5321.84
5	1127.15	1632.62	1967.28	2288.29	2703.81	3015.19	3325.43	3734.73	4044.07	4353.3	4762	5071.14
6	1056.95	1537	1854.84	2159.71	2554.34	2850.06	3144.7	3533.43	3827.22	4120.9	4509.05	4802.65
7	1002.05	1457.32	1758.74	2047.88	2422.13	2702.58	2982.01	3350.66	3629.28	3907.8	4275.91	4554.34
8	948.54	1375.77	1658.63	1929.96	2281.17	2544.35	2806.57	3152.52	3413.98	3675.35	4020.79	4282.08
9	901.36	1301.57	1566.54	1820.71	2149.71	2396.24	2641.88	2965.95	3210.87	3455.71	3779.3	4024.07
10	861.57	1239.64	1489.95	1730.05	2040.84	2273.74	2505.78	2811.92	3043.29	3274.58	3580.27	3811.49
11	828.38	1188.26	1426.54	1655.1	1950.94	2172.64	2393.52	2684.94	2905.19	3125.36	3416.34	3636.45
12	799.36	1142.64	1369.93	1587.94	1870.14	2081.61	2292.31	2570.28	2780.37	2990.38	3267.94	3477.89
13	772.34	1103.78	1323.23	1533.73	1806.2	2010.37	2213.81	2482.2	2685.04	2887.81	3155.8	3358.51
14	748	1068.87	1281.31	1485.08	1748.85	1946.51	2143.45	2403.27	2599.64	2795.93	3055.37	3251.61
15	726.63	1036.7	1241.99	1438.91	1693.8	1884.81	2075.11	2326.19	2515.95	2705.64	2956.34	3145.98
16	707.78	1008.6	1207.77	1398.82	1646.11	1831.42	2016.06	2259.65	2443.75	2627.78	2871.01	3054.99
17	690.55	982.65	1176.05	1361.56	1601.69	1781.63	1960.92	2197.45	2376.21	2554.92	2791.1	2969.75
18	675.09	959.02	1147.01	1327.33	1560.74	1735.64	1909.91	2139.83	2313.59	2487.29	2716.86	2890.51
19	663.17	944.1	1130.1	1308.51	1539.44	1712.5	1884.92	2112.4	2284.32	2456.19	2683.33	2855.14
20	652.79	930.14	1113.78	1289.92	1517.93	1688.78	1859.02	2083.61	2253.34	2423.02	2647.28	2816.91

Tabla 4.6. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Cantón

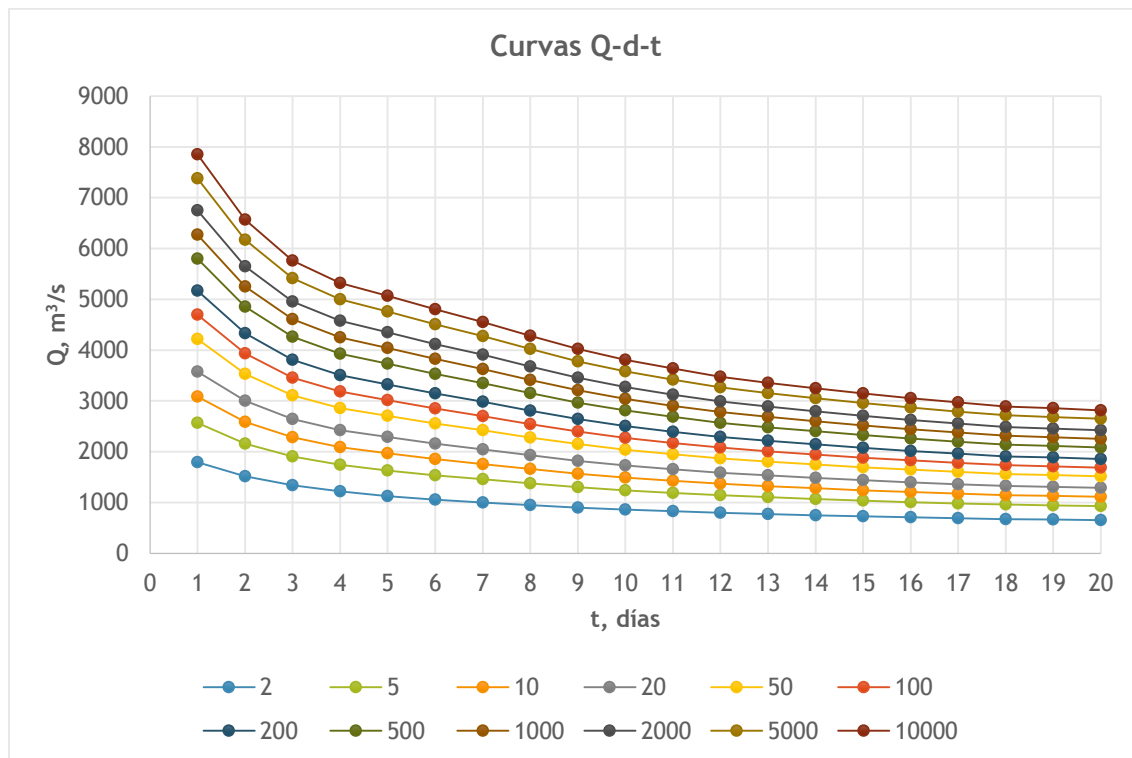


Figura 4.16. Curvas gastos-duración-período de retorno. Estación Cantón

4.2.1.1 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.7 para un período de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.17 con un incremento del tiempo en días y en la figura 4.18 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	3577.39	3577.39	969.75	11	1655.1	905.6	2424.37
2	3000.88	2424.37	765.4	12	1587.94	849.18	1773.11
3	2643.95	1930.09	792.53	13	1533.73	883.21	1516.81
4	2426.24	1773.11	883.21	14	1485.08	852.63	1104.52
5	2288.29	1736.49	905.6	15	1438.91	792.53	914.11
6	2159.71	1516.81	946.71	16	1398.82	797.47	849.18
7	2047.88	1376.9	1376.9	17	1361.56	765.4	852.63
8	1929.96	1104.52	1736.49	18	1327.33	745.42	797.47
9	1820.71	946.71	1930.09	19	1308.51	969.75	745.42
10	3811.49	914.11	3577.39	20	1289.92	936.71	936.71

Tabla 4.7. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años

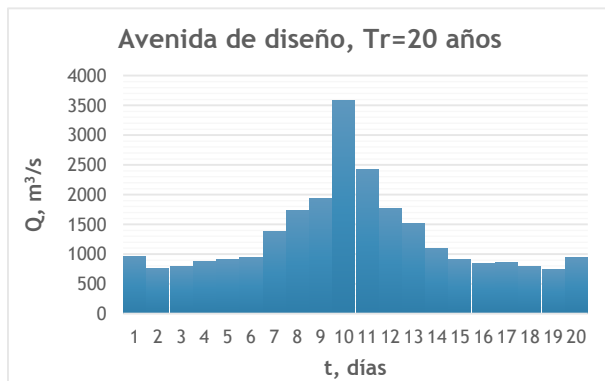


Figura 4.17. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años



Figura 4.18. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Para un período de retorno de 20 años, el gasto máximo instantáneo es de 4 835.79 m³/s (tabla 4.8), se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figuras 4.19 y 4.20.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	2170.01	200	6178.7
5	3207.14	500	6681.93
10	4270	1000	7062
20	4835.79	2000	7444.88
50	5402.02	5000	7951.64
100	5795.11	10000	8334.52

Tabla 4.8. Gastos máximos instantáneos. Estación Cantón

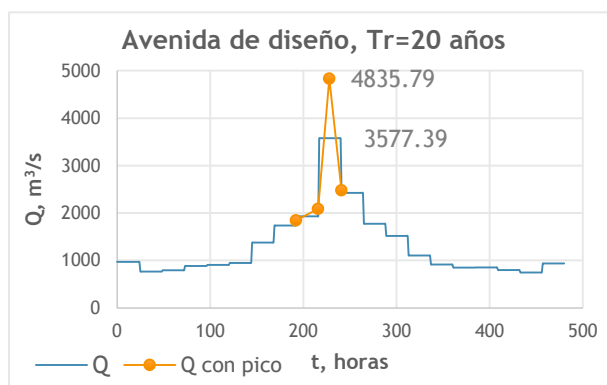


Figura 4.19. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=20$ años



Figura 4.20. Avenida de diseño, $Tr=20$ años, considerando el pico de la avenida

4.2.1.2 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años

Se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.9, para un período de retorno de 50 años, se muestra el hidrograma en color verde en la figura 4.21 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.8, para un período de retorno de 50 años el gasto máximo instantáneo es de 5 402.02 m^3/s , se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.21.

Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s	Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s
1	4215.86	4215.86	1156.04	11	1950.94	1051.94	2850.54
2	3533.2	2850.54	890.97	12	1870.14	981.34	2105.41
3	3109.65	2262.55	923.1	13	1806.2	1038.92	1806.99
4	2858.59	2105.41	1038.92	14	1748.85	1003.3	1294.45
5	2703.81	2084.69	1051.94	15	1693.8	923.1	1061.01
6	2554.34	1806.99	1098.03	16	1646.11	930.76	981.34
7	2422.13	1628.87	1628.87	17	1601.69	890.97	1003.3
8	2281.17	1294.45	2084.69	18	1560.74	864.59	930.76
9	2149.71	1098.03	2262.55	19	1539.44	1156.04	864.59
10	3811.49	1061.01	4215.86	20	1517.93	1109.24	1109.24

Tabla 4.9. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=50$ años



Figura 4.21. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=50$ años

4.2.1.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.9, se muestra el hidrograma en color rojo en la figura 4.22 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.8, para un período de retorno de 100 años el gasto máximo instantáneo es de $5\,795.11\text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.21.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	4694.3	4694.3	1295.98	11	2172.64	1161.64	3169.9
2	3932.1	3169.9	984.99	12	2081.61	1080.28	2354.47
3	3458.63	2511.69	1021.01	13	2010.37	1155.49	2024.41
4	3182.59	2354.47	1155.49	14	1946.51	1116.33	1436.74
5	3015.19	2345.59	1161.64	15	1884.81	1021.01	1171.24
6	2850.06	2024.41	1211.36	16	1831.42	1030.57	1080.28
7	2702.58	1817.7	1817.7	17	1781.63	984.99	1116.33
8	2544.35	1436.74	2345.59	18	1735.64	953.81	1030.57
9	2396.24	1211.36	2511.69	19	1712.5	1295.98	953.81
10	3811.49	1171.24	4694.3	20	1688.78	1238.1	1238.1

Tabla 4.10. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años



Figura 4.22. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

Del hidrograma se puede apreciar que la cuenca tiene una buena regulación ya que antes y después de que presente el gasto pico, los cambios son paulatinos.

4.3 ESTACIÓN LAS PEÑITAS II

Los registros con los que contaba esta estación son de 1954 a 1988, de 1991 a 1994 y de 1999 a 2011. Las función de distribución que presentó el mejor ajuste fue la doble Gumbel con $P=0.89$. Se muestran en las figuras 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

Esta fue una de las estaciones más conflictivas al momento de aplicar el Método del Instituto de Ingeniería, puesto que para períodos de retorno grandes, los valores de gasto se elevan demasiado y esto hace que al momento de calcular los gastos individuales, estos den como resultado una serie de números negativos con los que es imposible construir la avenida. Debido a que la avenida es muy concentrada, dura pocos días, por lo que de esta manera se justifica que los números negativos fueron remplazados por ceros.

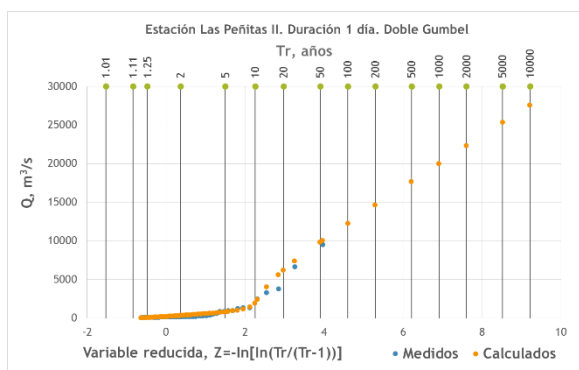


Figura 4.23. Ajuste con función doble Gumbel, $d=1$ día, $P=0.89$. Estación Las Peñitas II

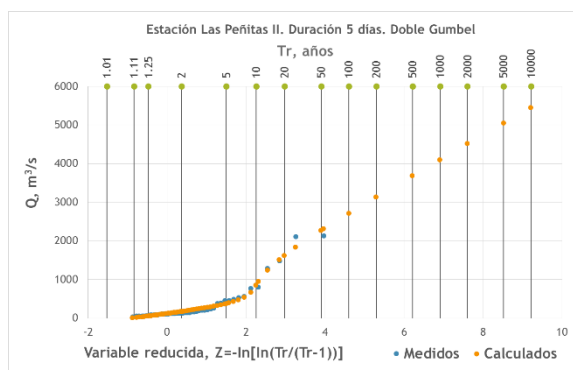


Figura 4.24. Ajuste con función doble Gumbel, $d=5$ días, $P=0.89$. Estación Las Peñitas II

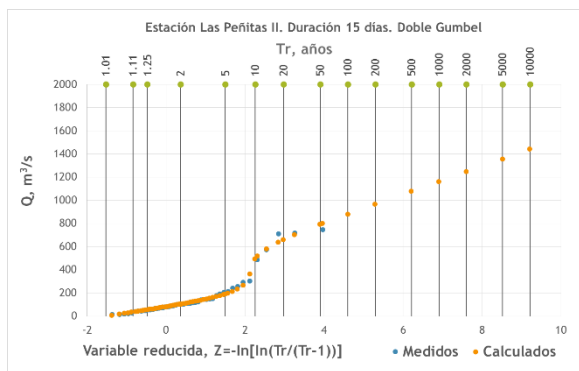


Figura 4.25. Ajuste con función doble Gumbel, $d=15$ días, $P=0.89$. Estación Las Peñitas II

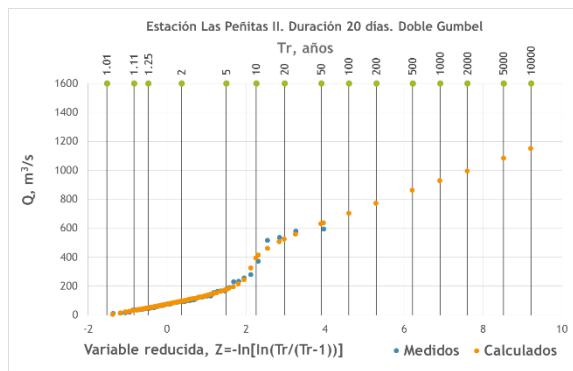


Figura 4.26. Ajuste con función doble Gumbel, $d=20$ días, $P=0.89$. Estación Las Peñitas II

En la tabla 4.11 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.27 se muestran las curvas de dicha relación.

Gastos de diseño, en m ³ /s												
Duración, en días	Período de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	334.86	814.6	1935.28	6178.04	9814.61	12263.56	14620.09	17682.93	19980.06	22285.99	25313.62	27566.74
2	241.32	597.02	1545.79	3761.62	5603.77	6844.7	8039.34	9587.57	10747.63	11925.54	13460.39	14602.6
3	212.68	502.42	1225.58	2611.07	3774.93	4558.58	5312.64	6293.62	7026.53	7759.44	8717.87	9439.51
4	188.65	429.35	987.35	1992.89	2849.73	3426.92	3983.35	4703.8	5243.62	5783.43	6481.05	7012.56
5	169.88	375.9	850.3	1617.24	2271.33	2712.01	3136.06	3687.7	4099.86	4512.01	5044.63	5450.44
6	156.17	333.72	810.92	1393.47	1876.07	2201.22	2514.66	2920.87	3226.42	3530.79	3924.12	4242.54
7	144.47	300.75	752.75	1215.27	1595.13	1850.91	2097.47	2417.3	2656.02	2895.67	3216.42	3452.38
8	135.87	276.19	699.99	1078.59	1388.23	1596.73	1797.8	2058.63	2254.06	2449.49	2702.05	2906.5
9	128.48	256.84	651.85	971.95	1233.18	1409.13	1578.9	1798.48	1963.49	2129.76	2348.08	2510.55
10	122.43	240.97	601.19	878.88	1105.85	1258.65	1406.14	1596.92	1740.83	1881.98	2071.66	2212.81
11	118.13	227.61	598.09	841.15	1038.33	1171.09	1299.19	1465.02	1590.12	1712.82	1873.87	1996.57
12	113.86	216.78	568.97	783.9	958.15	1075.48	1188.53	1335.15	1445.33	1553.82	1699.59	1804.69
13	109.42	206.3	540.83	737.87	897.53	1005.12	1108.73	1243.31	1344.3	1443.73	1577.34	1676.77
14	106.62	198.45	516.86	695.88	840.9	938.57	1032.8	1154.92	1245.98	1337.74	1459.15	1549.5
15	103.17	190.39	493.53	657.3	789.99	879.36	965.43	1077.16	1161.13	1245.09	1353.6	1441.44
16	100.14	183.34	474.62	622.71	742.59	823.35	901.23	1002.25	1077.57	1153.47	1253.91	1328.64
17	97.54	178.03	456.61	592.84	703.18	777.51	849.21	942.21	1011.56	1081.45	1173.92	1238.43
18	97.81	176.61	436.83	564.79	668.67	738.66	806.06	893.39	959.2	1025.02	1112.1	1172.85
19	96.97	177.82	412.21	535.28	636.14	704.1	769.55	854.48	917.89	981.8	1067.34	1130.27
20	95.44	176.01	394.73	523.49	629.77	701.37	770.51	860.1	926.91	994.23	1084.34	1150.63

Tabla 4.11. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Las Peñitas II

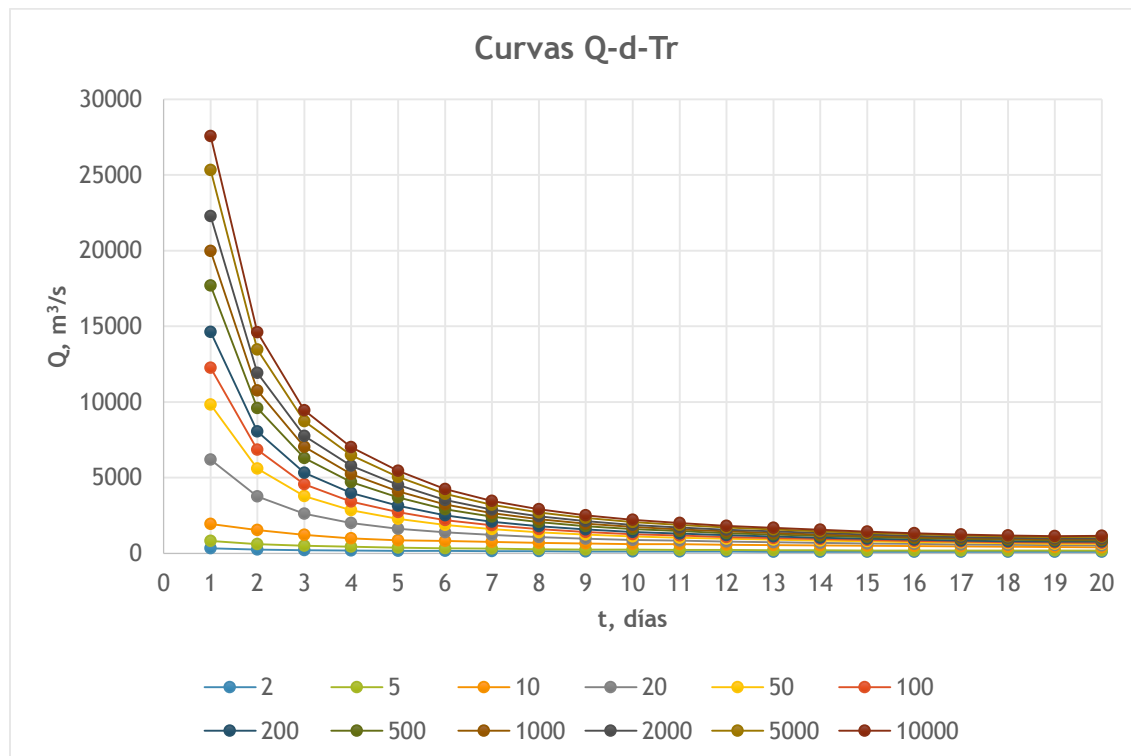


Figura 4.27. Curva de gastos-duración-período de retorno. Estación Las Peñitas II

4.3.1.1 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.12 para un período de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.28 con un incremento del tiempo en días y en la figura 4.29 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	6178.04	6178.04	4.1	11	841.15	463.85	1345.2
2	3761.62	1345.2	114.92	12	783.9	154.15	138.35
3	2611.07	309.97	117.18	13	737.87	185.51	274.62
4	1992.89	138.35	185.51	14	695.88	150.01	121.83
5	1617.24	114.64	463.85	15	657.3	117.18	41.25
6	1393.47	274.62	118.83	16	622.71	103.86	154.15
7	1215.27	146.07	146.07	17	592.84	114.92	150.01
8	1078.59	121.83	114.64	18	564.79	87.94	103.86
9	971.95	118.83	309.97	19	535.28	4.1	87.94
10	3811.49	41.25	6178.04	20	523.49	299.48	299.48

Tabla 4.12. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años



Figura 4.28. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años



Figura 4.29. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Para un período de retorno de 20 años, el gasto máximo instantáneo es de 11 221.29 m³/s (tabla 4.13), se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma de manera de conservar el volumen, con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figuras 4.30 y 4.31.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	452	200	18158.09
5	1237.12	500	20675.62
10	7504.86	1000	22569.2
20	11221.29	2000	24426.51
50	14209.49	5000	26922.27
100	16220.97	10000	28895.66

Tabla 4.13. Gastos máximos instantáneos. Estación Las Peñitas II

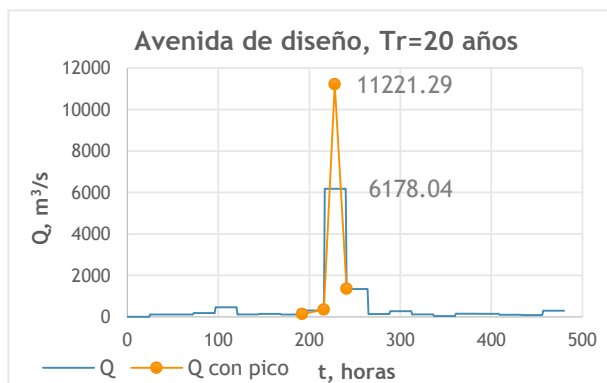


Figura 4.30. Forma del pico de la avenida de diseño, Tr=20 años



Figura 4.31. Avenida de diseño, Tr=20 años, considerando el pico de la avenida

4.3.1.2 Avenida de diseño para un período de retorno Tr=50 años

Se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.14, para un período de retorno de 50 años, se muestra el hidrograma en color verde en la figura 4.32 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.13, para un período de retorno de 50 años el gasto máximo instantáneo es de 14 209.49 m³/s, se recalculan las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.32.

Duración días	Q m³/s	Q _{individual} m³/s	Q _{ordenado} m³/s	Duración días	Q m³/s	Q _{individual} m³/s	Q _{ordenado} m³/s
1	9814.61	9814.61	0	11	1038.33	0	1392.93
2	5603.77	1392.93	0	12	958.15	0	74.13
3	3774.93	117.25	0	13	897.53	0	0
4	2849.73	74.13	0	14	840.9	0	0
5	2271.33	0	0	15	789.99	0	0
6	1876.07	0	0	16	742.59	0	0
7	1595.13	0	0	17	703.18	0	0
8	1388.23	0	0	18	668.67	0	0
9	1233.18	0	117.25	19	636.14	0	0
10	1105.85	0	9814.61	20	629.77	0	0

Tabla 4.14. Construcción de la avenida de diseño, Tr=50 años

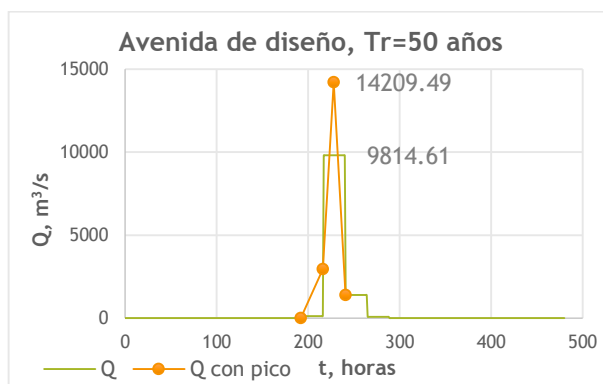


Figura 4.32. Forma del pico de la avenida de diseño, Tr=50 años

4.3.1.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.15, se muestra el hidrograma en color rojo en la figura 4.33 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.13, para un período de retorno de 100 años el gasto máximo instantáneo es de $16\,220.97\text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.33.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	12263.56	12263.56	0	11	1171.09	0	1425.84
2	6844.7	1425.84	0	12	1075.48	0	0
3	4558.58	0	0	13	1005.12	0	0
4	3426.92	0	0	14	938.57	0	0
5	2712.01	0	0	15	879.36	0	0
6	2201.22	0	0	16	823.35	0	0
7	1850.91	0	0	17	777.51	0	0
8	1596.73	0	0	18	738.66	0	0
9	1409.13	0	0	19	704.1	0	0
10	1258.65	0	12263.56	20	701.37	0	0

Tabla 4.15. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

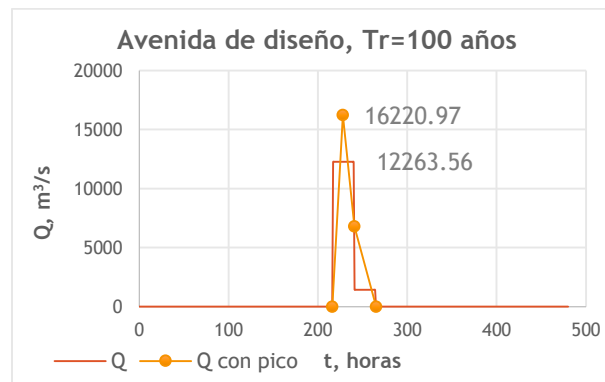


Figura 4.33. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

En el caso de Peñitas II, se puede apreciar que las avenidas son muy concentradas, que duran de dos a tres días y que el río drena de manera muy rápida, o sea que todo lo que escurre llega velozmente a la salida de la cuenca.

4.4 ESTACIÓN LAS TORTILLAS

Los registros con los que contaba esta estación son de 1953 a 1996 y de 1998 a 2006. La función de distribución que presentó el mejor ajuste para todas las duraciones fue la Gumbel dos poblaciones. Se muestran en las figuras 4.34, 4.35, 4.36 y 4.37 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

El problema que surgió primeramente con esta estación fue el mismo que en la estación Cantón donde en dos días de duración se tenía un gasto mayor que en la duración de un día, presentándose en los períodos de retorno grandes por lo que se procedió a uniformizar los valores de P de los primeros tres días y de esta manera se resolvió el problema.

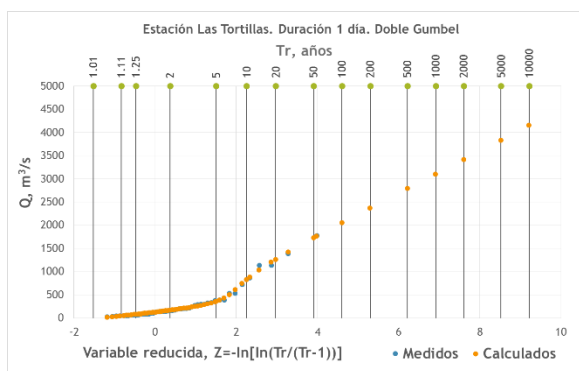


Figura 4.34. Ajuste con función doble Gumbel, d=1 día, P=0.84. Estación Las Tortillas

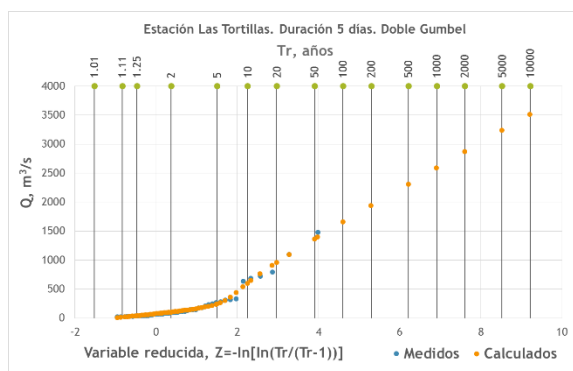


Figura 4.35. Ajuste con función doble Gumbel, d=5 días, P=0.81. Estación Las Tortillas

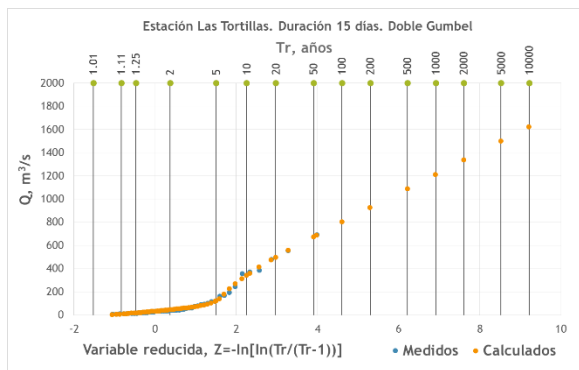


Figura 4.36. Ajuste con función doble Gumbel, d=15 días, P=0.80. Estación Las Tortillas

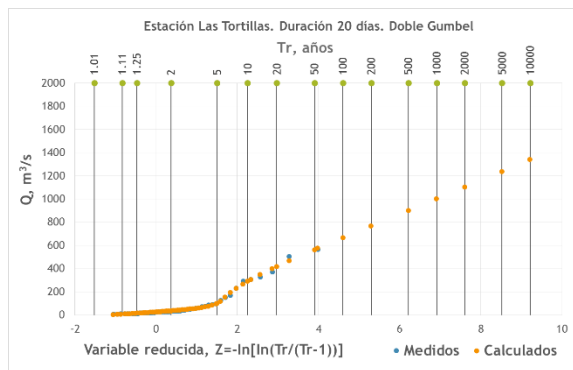


Figura 4.37. Ajuste con función doble Gumbel, d=20 días, P=0.80. Estación Las Tortillas

En la tabla 4.16 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.38 se muestran las curvas de dicha relación.

Duración, en días	Gastos de diseño, en m ³ /s											
	Período de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	167.18	354.53	827.4	1259.13	1723.87	2051.34	2370.97	2787.7	3101.3	3414.9	3824.99	4153.07
2	150.55	327.16	748.88	1188.24	1662.53	1996.97	2323.11	2748.93	3070.15	3390.13	3813.49	4128.55
3	133.8	296.29	702.54	1132.81	1596.74	1923.63	2242.54	2658.93	2970.63	3283.53	3697.51	4005.6
4	116.94	266.63	633.9	1043.6	1494.52	1813.94	2125.71	2533.53	2839.99	3146.45	3547.2	3848.94
5	101.81	241.07	598.99	957.62	1363.33	1652.87	1936.77	2307.96	2587.3	2864.48	3234.06	3509.1
6	89.89	215.92	561.63	883.19	1246.49	1505.98	1760.05	2093.03	2343.26	2595.4	2926.47	3172.84
7	80.55	195.23	523.8	814.17	1142.06	1376.29	1605.63	1905.77	2131.64	2355.77	2654.61	2890.9
8	73.3	180.52	489.69	749.7	1043.31	1253.05	1458.6	1727.36	1929.62	2133.42	2401.02	2600.16
9	67.5	167.81	458.81	694.21	960.02	1149.82	1335.92	1578.89	1761.99	1945.1	2184.55	2364.84
10	62.02	156.13	431.42	644.95	886	1058.15	1226.78	1447.16	1613.24	1779.32	2001.61	2165.13
11	58.16	145.08	410.14	604.77	821.47	975.67	1126.51	1323.73	1472.14	1619.42	1815.78	1971.05
12	53.62	138.66	387.97	569.42	774.32	920.65	1064.13	1251.45	1392.62	1532.7	1719.48	1858.48
13	50.58	132.07	370.32	541.06	733.81	871.49	1006.23	1182.47	1315.3	1447.1	1626.92	1749.53
14	48.04	125.63	355.37	518.35	702.3	833.65	962.38	1130.85	1257.63	1384.4	1552.14	1684.77
15	45.11	121.6	341.26	496.6	674.06	801.26	926.11	1089.25	1211.73	1334.68	1499.25	1620.31
16	43.19	116.7	327.94	475.47	643.99	764.75	883.31	1038.25	1155.47	1272.24	1423.13	1538.11
17	41.4	112.41	316.94	458.3	619.79	735.49	849.1	997.57	1109.46	1220.48	1368.52	1475.24
18	39.69	107.82	306.37	442.5	597.98	709.39	818.78	961.73	1069.47	1178.03	1320.57	1426.64
19	38.04	104.03	299.02	430.28	580.2	687.57	793.05	930.89	1034.76	1138.64	1272.88	1381.55
20	36.46	100.05	290.02	417.1	562.26	666.26	768.29	901.74	1001.93	1102.5	1234.02	1339.24

Tabla 4.16. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Las Tortillas

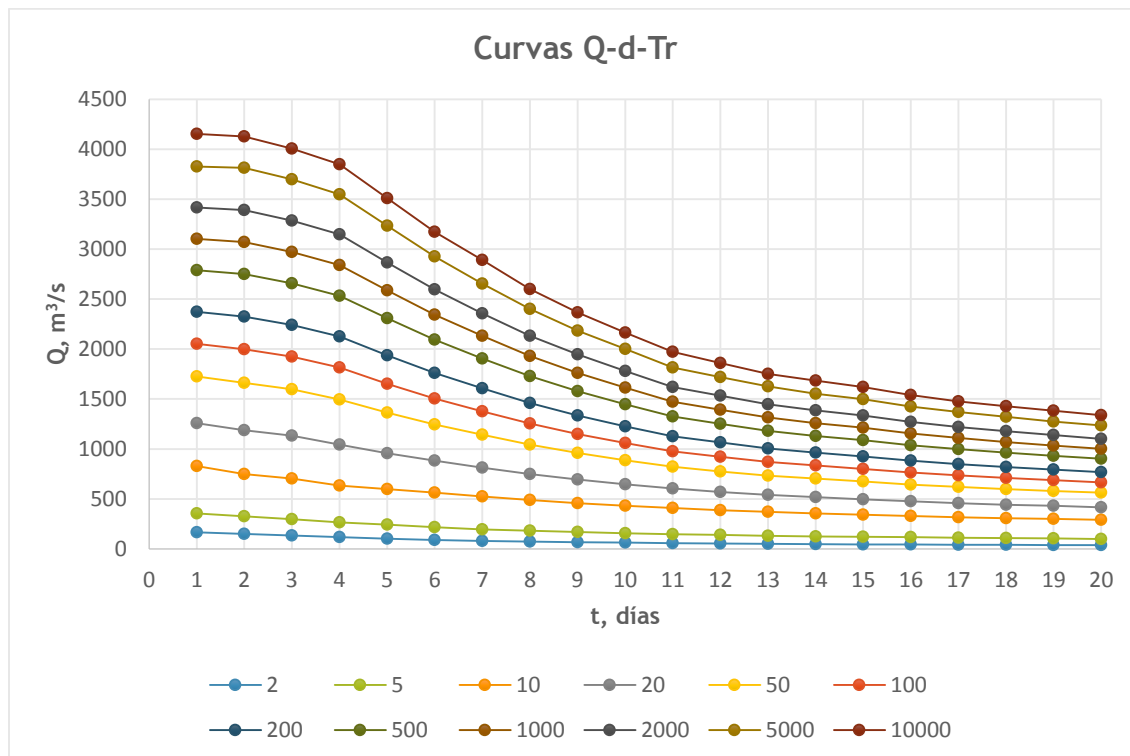


Figura 4.38. Curva de gastos-duración-período de retorno. Estación Las Tortillas

4.4.1.1 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.17 para un período de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.39 con un incremento del tiempo en días y en la figura 5.40 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	1259.13	1259.13	210.32	11	604.77	202.97	1117.35
2	1188.24	1117.35	183.58	12	569.42	180.57	775.97
3	1132.81	1021.95	192.1	13	541.06	200.74	511.04
4	1043.6	775.97	200.74	14	518.35	223.12	298.41
5	957.62	613.7	202.97	15	496.6	192.1	201.61
6	883.19	511.04	250.29	16	475.47	158.52	180.57
7	814.17	400.05	400.05	17	458.3	183.58	223.12
8	749.7	298.41	613.7	18	442.5	173.9	158.52
9	694.21	250.29	1021.95	19	430.28	210.32	173.9
10	3811.49	201.61	1259.13	20	417.1	166.68	166.68

Tabla 4.17. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años

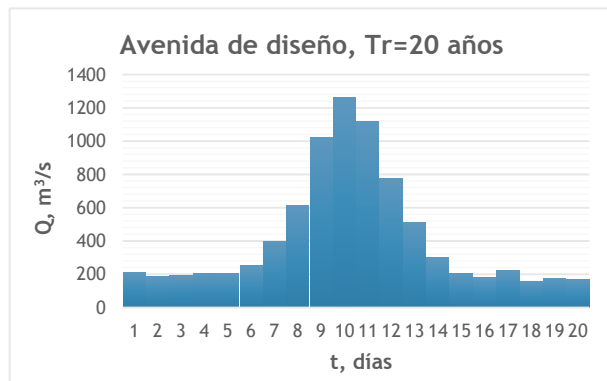


Figura 4.39. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años



Figura 4.40. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Para un período de retorno de 20 años, el gasto máximo instantáneo es de 1 442.35 m³/s (tabla 4.18), se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma de manera de conservar el volumen, con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figuras 4.41 y 4.42.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	218.35	200	2704.22
5	453.78	500	3177.89
10	955.59	1000	3533.82
20	1442.35	2000	3889.76
50	1969.76	5000	4366.17
100	2341.44	10000	4716.63

Tabla 4.18. Gastos máximos instantáneos. Estación Las Tortillas

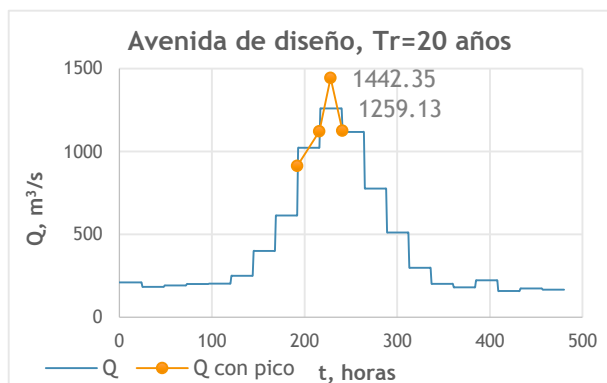


Figura 4.41. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=20$ años



Figura 4.42. Avenida de diseño, $Tr=20$ años, considerando el pico de la avenida

4.4.1.2 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años

Para un período de retorno de 50 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.19, se muestra el hidrograma en color verde en la figura 4.43 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.18, para un período de retorno de 50 años el gasto máximo instantáneo es de 1 969.76 m^3/s , se recalculan las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.43.

Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s	Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s
1	1723.87	1723.87	260.16	11	821.47	176.17	1601.19
2	1662.53	1601.19	232.59	12	774.32	255.67	1187.86
3	1596.74	1465.16	278.7	13	733.81	247.69	662.29
4	1494.52	1187.86	247.69	14	702.3	292.67	352.06
5	1363.33	838.57	176.17	15	674.06	278.7	219.82
6	1246.49	662.29	293.7	16	643.99	192.94	255.67
7	1142.06	515.48	515.48	17	619.79	232.59	292.67
8	1043.31	352.06	838.57	18	597.98	227.21	192.94
9	960.02	293.7	1465.16	19	580.2	260.16	227.21
10	3811.49	219.82	1723.87	20	562.26	221.4	221.4

Tabla 4.19. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=50$ años



Figura 4.43. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=50$ años

4.4.1.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.20, se muestra el hidrograma en color rojo en la figura 4.44 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.18, para un período de retorno de 100 años el gasto máximo instantáneo es de $2\,341.44\text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.44.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	2051.34	2051.34	294.81	11	975.67	150.87	1942.6
2	1996.97	1942.6	267.33	12	920.65	315.43	1484.87
3	1923.63	1776.95	347.8	13	871.49	281.57	771.53
4	1813.94	1484.87	281.57	14	833.65	341.73	390.37
5	1652.87	1008.59	150.87	15	801.26	347.8	233.12
6	1505.98	771.53	323.98	16	764.75	217.1	315.43
7	1376.29	598.15	598.15	17	735.49	267.33	341.73
8	1253.05	390.37	1008.59	18	709.39	265.69	217.1
9	1149.82	323.98	1776.95	19	687.57	294.81	265.69
10	3811.49	233.12	2051.34	20	666.26	261.37	261.37

Tabla 4.20. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años



Figura 4.44. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

Esta cuenca tiene un tiempo de concentración de 92 h, que son casi cuatro días, por lo que explicaría el porqué de la forma del hidrograma, que va en forma ascendente y descendente de manera gradual, explicando que si se tiene una lluvia y tal vez otra a los tres días, el gasto de la primera todavía seguiría en el río aun cuando la segunda pase, o sea que se irá “acumulando” en el río y que para que éste la drene completamente va a tardar un poco más.

4.5 ESTACIÓN PUENTE SUDPACÍFICO

Los registros con los que contaba esta estación eran de 1924 a 1958 y de 1962 a 1992. Para esta estación se concluyó que la mejor función de distribución era Gumbel dos poblaciones. Se muestran en las figuras 4.45, 4.46, 4.47 y 4.48 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

La situación con esta estación radicó en que al momento de ver graficados los datos, se podía observar que la gráfica de los datos medidos y de los calculados no era la más óptima para el ajuste, por lo que se procedió a cambiar la P por una más pequeña, o sea que los datos de la segunda población fueran mayores y con esto automáticamente se pudo apreciar un mejor ajuste de los datos.

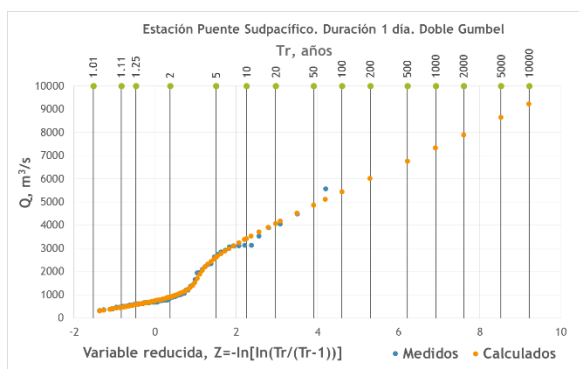


Figura 4.45. Ajuste con función doble Gumbel, d=1 día, P=0.70. Estación Puente Sudpacífico

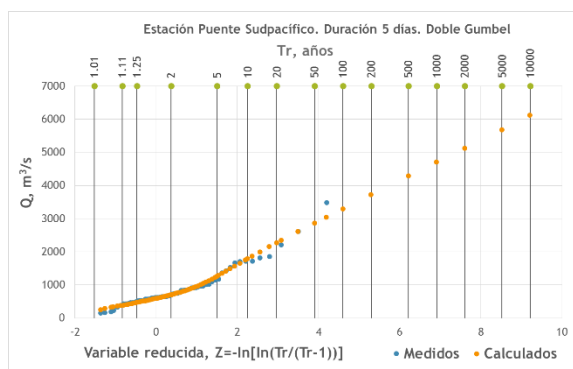


Figura 4.46. Ajuste con función doble Gumbel, d=5 días, P=0.70. Estación Puente Sudpacífico

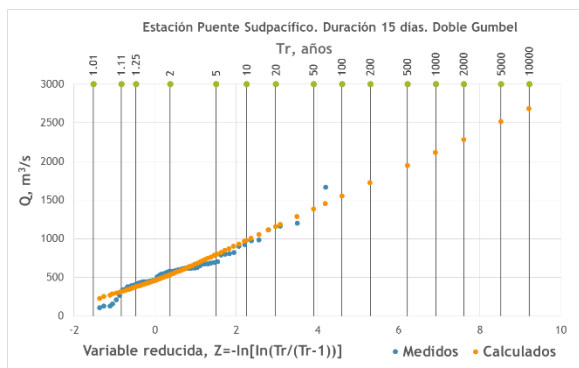


Figura 4.47. Ajuste con función doble Gumbel, d=15 días, P=0.70. Estación Puente Sudpacífico

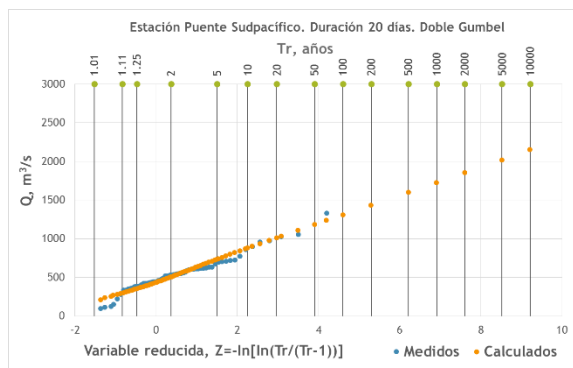


Figura 4.48. Ajuste con función doble Gumbel, d=20 días, P=0.70. Estación Puente Sudpacífico

En la tabla 4.29 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.73 se muestran las curvas de dicha relación.

Duración, en días	Gastos de diseño, en m ³ /s											
	Período de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	900.75	2610.52	3420.49	4071.26	4862.77	5441.29	6012.71	6762.93	7329.43	7893.73	8654.89	9214.83
2	857.72	1975.25	2830.32	3534.67	4392.1	5019.54	5638.99	6451.9	7062.48	7677.78	8491.88	9097.72
3	778.92	1635.19	2340.86	2931.19	3650.73	4177.01	4696.84	5379.02	5895.37	6411.72	7079	7587.41
4	732.81	1413.25	2024.48	2551.41	3195.33	3666.83	4131.66	4743.14	5205.3	5667.47	6264.72	6748.22
5	698.45	1254.74	1786.24	2267.14	2858.42	3291.4	3718.86	4280.65	4703.63	5124.97	5673.69	6117.89
6	667.34	1146.22	1618.25	2062.56	2612.27	3015.21	3413.03	3935.85	4327.96	4723.12	5252.02	5616.78
7	641.69	1067.13	1481.98	1881.95	2380.04	2745.49	3106.79	3581.18	3939.74	4298.29	4772.68	5125.71
8	618.93	1005.88	1368.16	1718.32	2156.37	2478.16	2796.16	3212.87	3528.75	3844.62	4252.82	4563.84
9	597.47	960.4	1282.31	1590.35	1976.31	2260.35	2540.91	2908.9	3187.84	3464.64	3825.12	4099.77
10	587.99	921.65	1204.8	1479.12	1826.09	2082.17	2335.47	2668.99	2921.07	3169.27	3495.04	3743.24
11	574	893.28	1148.87	1394.36	1705.87	1936.17	2164.39	2465.19	2690.79	2916.39	3213.69	3437.54
12	561.87	863.82	1097.89	1323.09	1610.21	1823.31	2034.49	2312.94	2522.09	2731.23	3003.61	3224.11
13	550.99	838.36	1054.98	1263.23	1529.62	1727.78	1924.34	2183.26	2379.06	2574.1	2828.11	3021.64
14	541.62	815.83	1016.75	1209.69	1457.28	1641.89	1825.43	2067.34	2249.12	2433.02	2679.16	2860.24
15	532.1	792.25	977.4	1154.54	1382.29	1552.43	1721.92	1944.95	2115.26	2282.94	2510.89	2678.57
16	524.61	773.51	948.96	1116.69	1332.44	1493.71	1654.27	1866.49	2026.44	2185.75	2399.84	2554.18
17	517.19	760.93	926.28	1082.2	1281.75	1430.58	1579.13	1774.88	1922.27	2071.97	2270.03	2408.2
18	512.78	750.67	908.7	1057.09	1246.74	1388.29	1529.5	1716.14	1856.66	1998.28	2184.92	2325.44
19	508.48	740.67	890.99	1031.38	1210.57	1344.27	1477.46	1653.56	1787.26	1920.45	2099.41	2232.6
20	504.61	733.75	877.89	1011.28	1180.85	1307.17	1432.87	1598.99	1724.82	1850.64	2015.79	2149.48

Tabla 4.21. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Puente Sudpacífico

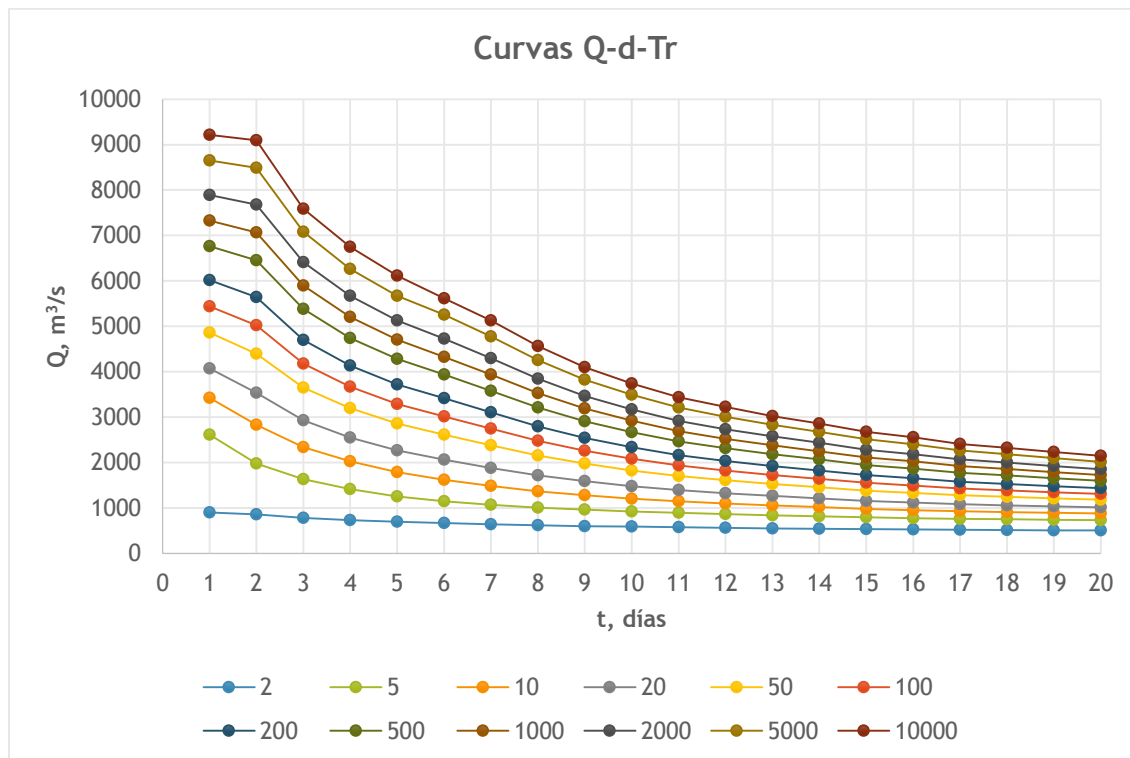


Figura 4.49. Curva de gastos-duración-período de retorno. Estación Puente Sudpacífico

4.5.1.1 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.22 para un período de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.50 con un incremento del tiempo en días y en la figura 4.51 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	4071.26	4071.26	568.6	11	1394.36	546.76	2998.08
2	3534.67	2998.08	530.36	12	1323.09	539.12	1412.07
3	2931.19	1724.23	382.44	13	1263.23	544.91	1039.66
4	2551.41	1412.07	544.91	14	1209.69	513.67	572.91
5	2267.14	1130.06	546.76	15	1154.54	382.44	478.05
6	2062.56	1039.66	566.59	16	1116.69	548.94	539.12
7	1881.95	798.29	798.29	17	1082.2	530.36	513.67
8	1718.32	572.91	1130.06	18	1057.09	630.22	548.94
9	1590.35	566.59	1724.23	19	1031.38	568.6	630.22
10	3811.49	478.05	4071.26	20	1011.28	629.38	629.38

Tabla 4.22. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años

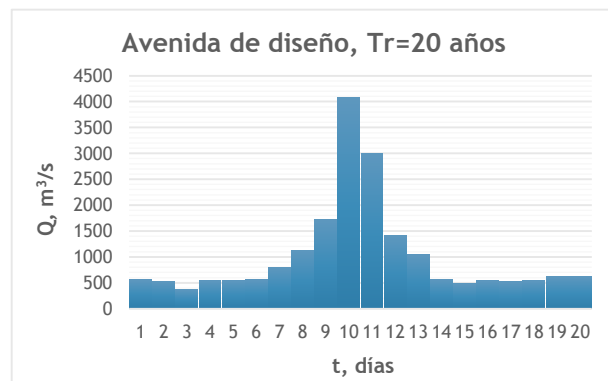


Figura 4.50. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años



Figura 4.51. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Para un período de retorno de 20 años, el gasto máximo instantáneo es de 6 461.25 m³/s (tabla 4.23), se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma de manera de conservar el volumen, con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figuras 4.52 y 4.53.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	1322.86	200	10642.36
5	3112.9	500	12237.25
10	4981.78	1000	13429.96
20	6461.25	2000	14631.91
50	8186.45	5000	16203.69
100	9426.54	10000	17387.15

Tabla 4.23. Gastos máximos instantáneos. Estación Puente Sudpacífico

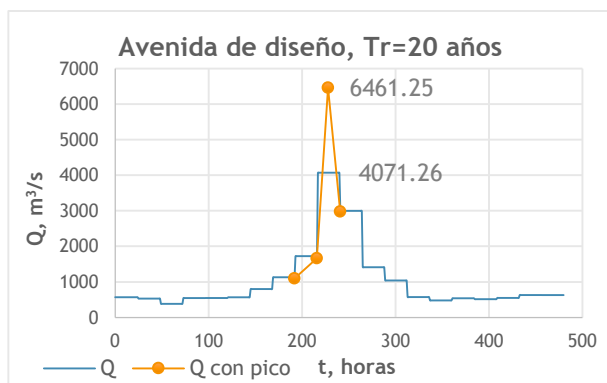


Figura 4.52. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=20$ años



Figura 4.53. Avenida de diseño, $Tr=20$ años, considerando el pico de la avenida

4.5.1.2 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años

Para un período de retorno de 50 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.24, se muestra el hidrograma en color verde en la figura 4.54 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.23, para un período de retorno de 50 años el gasto máximo instantáneo es de 8 186.45 m^3/s , se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.54.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	4862.77	4862.77	559.51	11	1705.87	503.67	3921.43
2	4392.1	3921.43	470.71	12	1610.21	557.95	1829.13
3	3650.73	2167.99	332.43	13	1529.62	562.54	1381.52
4	3195.33	1829.13	562.54	14	1457.28	516.86	590.68
5	2858.42	1510.78	503.67	15	1382.29	332.43	474.11
6	2612.27	1381.52	535.83	16	1332.44	584.69	557.95
7	2380.04	986.66	986.66	17	1281.75	470.71	516.86
8	2156.37	590.68	1510.78	18	1246.74	651.57	584.69
9	1976.31	535.83	2167.99	19	1210.57	559.51	651.57
10	3811.49	474.11	4862.77	20	1180.85	616.17	616.17

Tabla 4.24. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=50$ años



Figura 4.54. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=50$ años

4.5.1.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.25, se muestra el hidrograma en color rojo en la figura 4.55 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.23, para un período de retorno de 100 años el gasto máximo instantáneo es de $9\,426.54\text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los dos días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.55.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	5441.29	5441.29	551.91	11	1936.17	476.17	4597.79
2	5019.54	4597.79	420.5	12	1823.31	581.85	2136.29
3	4177.01	2491.95	299.99	13	1727.78	581.42	1634.26
4	3666.83	2136.29	581.42	14	1641.89	525.32	606.85
5	3291.4	1789.68	476.17	15	1552.43	299.99	478.55
6	3015.21	1634.26	517.87	16	1493.71	612.91	581.85
7	2745.49	1127.17	1127.17	17	1430.58	420.5	525.32
8	2478.16	606.85	1789.68	18	1388.29	669.36	612.91
9	2260.35	517.87	2491.95	19	1344.27	551.91	669.36
10	3811.49	478.55	5441.29	20	1307.17	602.27	602.27

Tabla 4.25. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

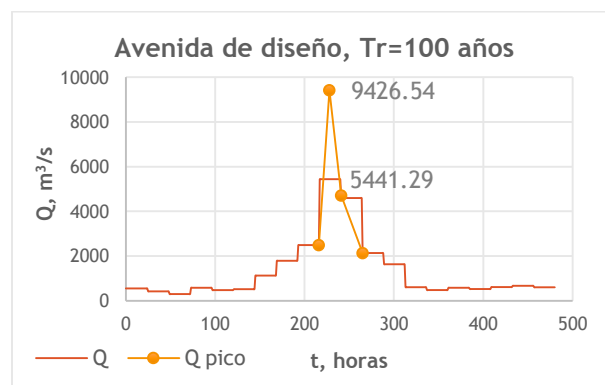


Figura 4.55. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

De los hidrogramas se puede apreciar que el río tiene una buena capacidad de regulación ya que para que se alcance el pico de la avenida esto sucede de manera gradual y después de unos días vuelve a quedar uniforme.

4.6 ESTACIÓN RÍO GRANDE

Los registros con los que contaba esta estación eran de 1946 a 1977, de 1981 a 1994, de 1996 a 1998, de 2003 a 2004 y de 2006 a 2011. Para esta estación se concluyó que el mejor ajuste para la duración de un día hasta cinco días era Gumbel por momentos y de seis días hasta veinte días era Gumbel por máxima verosimilitud. Se muestran en las figuras 4.56, 4.57, 4.58 y 4.59 los ajustes correspondientes a las duraciones de 1, 5, 15 y 20 días respectivamente.

La estación Río Grande, al igual que la estación Aljandro, no presentó grandes complicaciones ya que los resultados obtenidos con el programa AX no presentaron ninguna anomalía y el ajuste fue bueno.

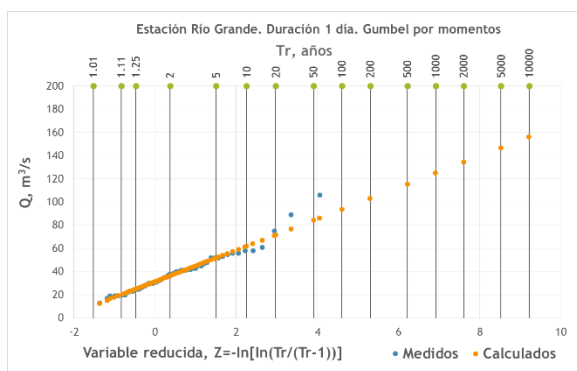


Figura 4.56. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=1 día, Estación Río Grande

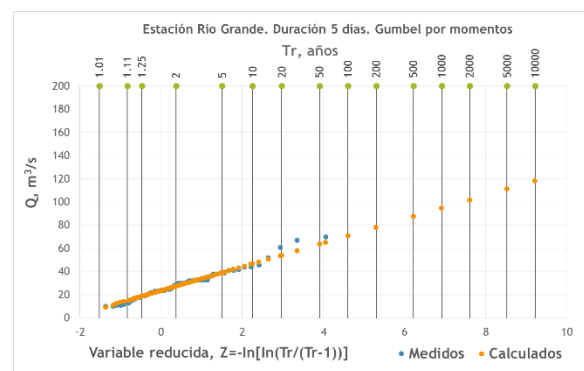


Figura 4.57. Ajuste con función Gumbel por momentos, d=5 días, Estación Río Grande

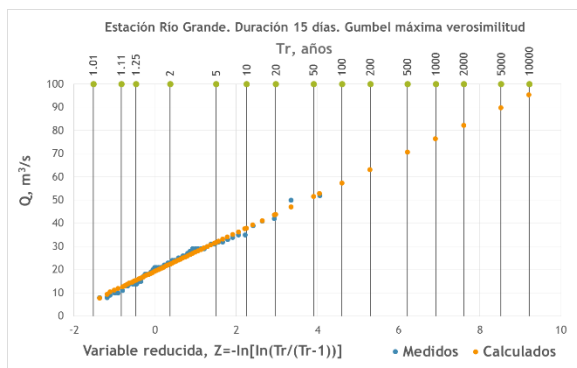


Figura 4.58. Ajuste con función Gumbel máxima verosimilitud, d=15 días, Estación Río Grande

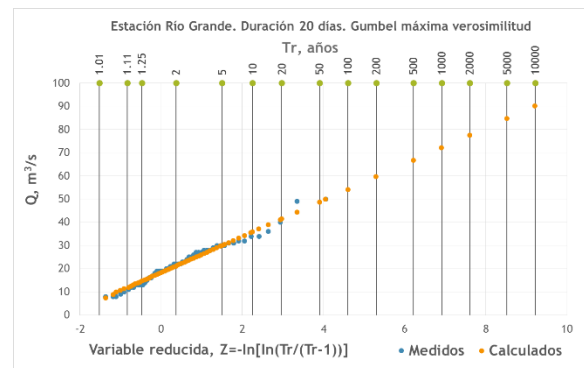


Figura 4.59. Ajuste con función Gumbel Máxima verosimilitud, d=20 días, Estación Río Grande

En la tabla 4.36 se muestra la relación gastos-duración-período de retorno para distintos períodos de retorno y en la figura 4.60 se muestran las curvas de dicha relación.

Duración, en días	Gastos de diseño, en m ³ /s											
	Períodos de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	36.33	51.66	61.81	71.55	84.16	93.6	103.02	115.43	124.82	134.2	146.6	155.98
2	32.34	46.75	56.29	65.45	77.29	86.17	95.02	106.69	115.51	124.33	135.98	144.79
3	30.2	43.55	52.38	60.86	71.83	80.05	88.24	99.04	107.21	115.37	126.16	134.32
4	28.55	40.99	49.23	57.13	67.35	75.02	82.65	92.73	100.34	107.95	118.01	125.62
5	27.36	39.01	46.73	54.13	63.71	70.88	78.04	87.47	94.6	101.73	111.15	118.28
6	26.46	37.73	45.18	52.33	61.59	68.53	75.44	84.56	91.45	98.34	107.45	114.34
7	25.58	36.44	43.64	50.54	59.48	66.17	72.84	81.64	88.29	94.94	103.73	110.38
8	25.08	35.67	42.69	49.42	58.13	64.66	71.16	79.74	86.22	92.71	101.27	107.75
9	24.5	34.77	41.57	48.1	56.54	62.87	69.17	77.49	83.78	90.06	98.36	104.65
10	24.03	34.16	40.87	47.31	55.63	61.88	68.09	76.3	82.5	88.7	96.89	103.08
11	23.59	33.58	40.19	46.54	54.75	60.91	67.04	75.13	81.25	87.36	95.44	101.55
12	23.3	33.05	39.5	45.69	53.7	59.7	65.68	73.57	79.53	85.49	93.37	99.33
13	22.99	32.55	38.88	44.95	52.81	58.7	64.57	72.31	78.17	84.01	91.75	97.59
14	22.64	32.17	38.49	44.55	52.39	58.27	64.12	71.85	77.69	83.52	91.24	97.07
15	22.31	31.68	37.88	43.83	51.53	57.29	63.04	70.63	76.36	82.09	89.66	95.38
16	21.95	31.22	37.35	43.24	50.86	56.57	62.26	69.76	75.43	81.1	88.6	94.27
17	21.82	30.96	37.02	42.82	50.34	55.97	61.58	68.98	74.58	80.17	87.57	93.16
18	21.55	30.6	36.6	42.34	49.79	55.36	60.92	68.25	73.79	79.33	86.64	92.18
19	21.27	30.21	36.13	41.81	49.15	54.66	60.14	67.38	72.85	78.32	85.54	91.01
20	21.09	29.93	35.78	41.39	48.65	54.09	59.52	66.67	72.08	77.48	84.63	90.03

Tabla 4.26. Gastos-duración-período de retorno para distintas duraciones. Estación Río Grande

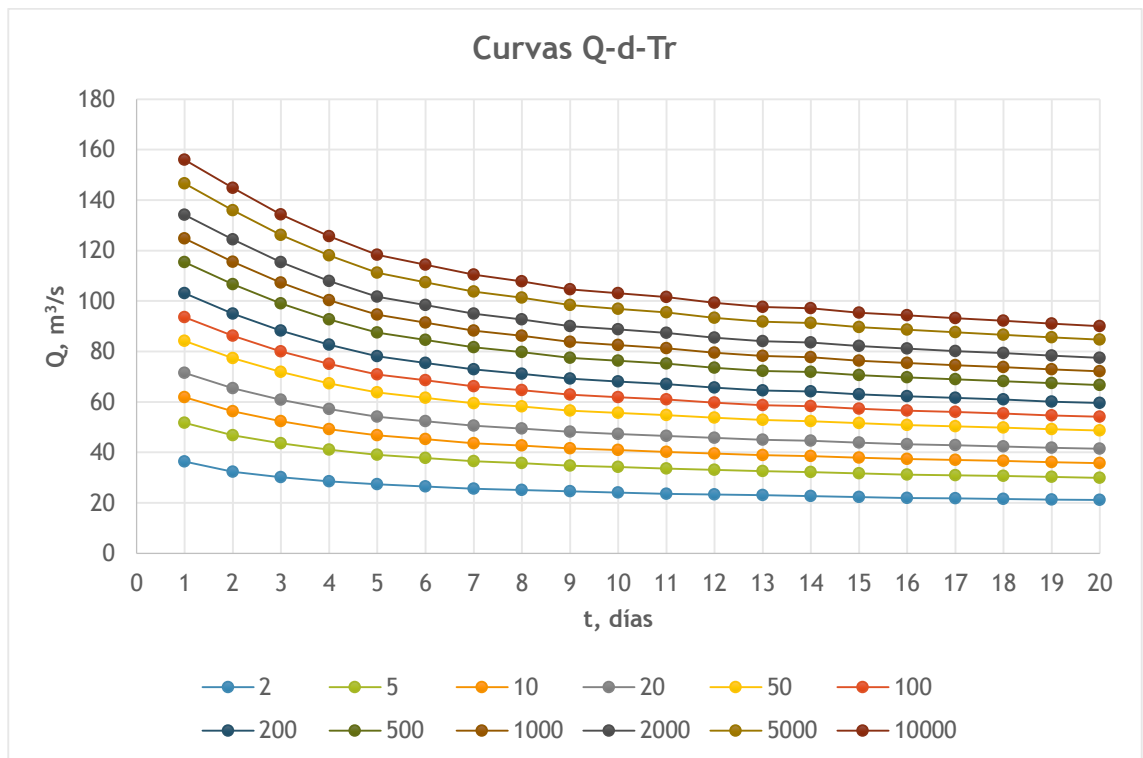


Figura 4.60. Curva de gastos-duración-período de retorno. Estación Río Grande

4.6.1.1 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=20$ años

Al usar los datos de la tabla 4.37 para un período de retorno de 20 años se construye la avenida de diseño que se muestra en la figura 4.61 con un incremento del tiempo en días y en la figura 4.62 con un incremento de tiempo en horas.

Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s	Duración días	Q m ³ /s	Q _{individual} m ³ /s	Q _{ordenado} m ³ /s
1	71.55	71.55	32.27	11	46.54	38.84	59.35
2	65.45	59.35	36.1	12	45.69	36.34	45.94
3	60.86	51.68	33.75	13	44.95	36.07	43.33
4	57.13	45.94	36.07	14	44.55	39.35	41.58
5	54.13	42.13	38.84	15	43.83	33.75	40.2
6	52.33	43.33	37.54	16	43.24	34.39	36.34
7	50.54	39.8	39.8	17	42.82	36.1	39.35
8	49.42	41.58	42.13	18	42.34	34.18	34.39
9	48.1	37.54	51.68	19	41.81	32.27	34.18
10	3811.49	40.2	71.55	20	41.39	33.41	33.41

Tabla 4.27. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=20$ años

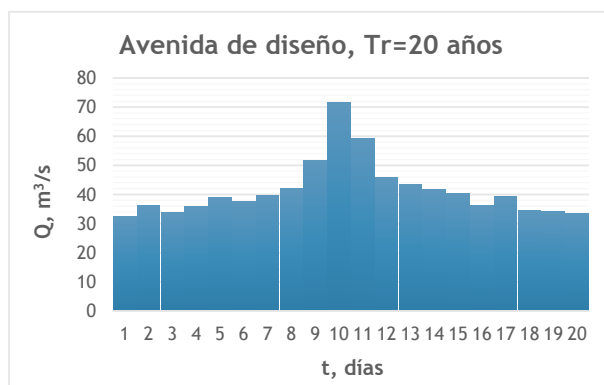


Figura 4.61. Avenida de diseño con el método de bloques alternos, $Tr=20$ años



Figura 4.62. Forma del hidrograma horario con base en los gastos medios diarios, $Tr=20$ años

Para un período de retorno de 20 años, el gasto máximo instantáneo es de 126.3 m³/s (tabla 4.38), se recalcularon las ordenadas de los tres días del centro del hidrograma de manera de conservar el volumen, con lo que se obtuvo la forma del pico de la avenida, figuras 4.63 y 4.64.

Tr años	Q m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s
2	69.77	200	167.92
5	95.95	500	183.99
10	112.32	1000	196.12
20	126.3	2000	208.31
50	143.29	5000	224.04
100	155.69	10000	236.32

Tabla 4.28. Gastos máximos instantáneos. Estación Río Grande

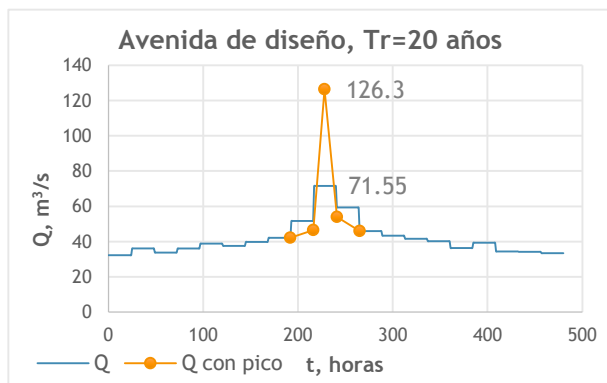


Figura 4.63. Forma del pico de la avenida de diseño, Tr=20 años



Figura 4.64. Avenida de diseño, Tr=20 años, considerando el pico de la avenida

4.6.1.2 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=50$ años

Para un período de retorno de 50 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.39, se muestra el hidrograma en color verde en la figura 4.65 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.38, para un período de retorno de 50 años el gasto máximo instantáneo es de 143.29 m^3/s , se recalcularon las ordenadas de los tres días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.54.

Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s	Duración días	Q m^3/s	$Q_{individual}$ m^3/s	$Q_{ordenado}$ m^3/s
1	84.16	84.16	37.63	11	54.75	45.95	70.42
2	77.29	70.42	42.02	12	53.7	42.15	53.91
3	71.83	60.91	39.49	13	52.81	42.13	50.99
4	67.35	53.91	42.13	14	52.39	46.93	48.68
5	63.71	49.15	45.95	15	51.53	39.49	47.44
6	61.59	50.99	43.82	16	50.86	40.81	42.15
7	59.48	46.82	46.82	17	50.34	42.02	46.93
8	58.13	48.68	49.15	18	49.79	40.44	40.81
9	56.54	43.82	60.91	19	49.15	37.63	40.44
10	3811.49	47.44	84.16	20	48.65	39.15	39.15

Tabla 4.29. Construcción de la avenida de diseño, Tr=50 años

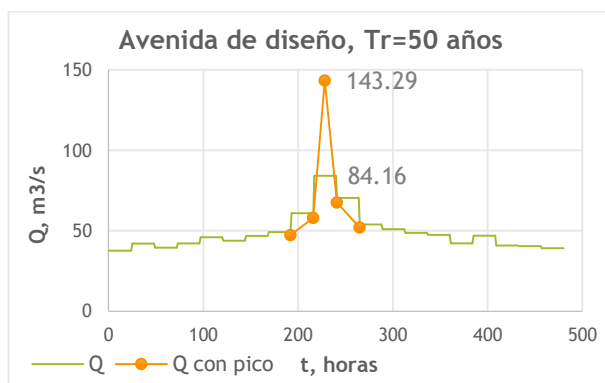


Figura 4.65. Forma del pico de la avenida de diseño, Tr=50 años

4.6.1.3 Avenida de diseño para un período de retorno $Tr=100$ años

Para un período de retorno de 100 años se construye la avenida de diseño con los datos de la tabla 4.40, se muestra el hidrograma en color rojo en la figura 4.66 con un incremento de tiempo en horas.

De acuerdo con la tabla 4.38, para un período de retorno de 100 años el gasto máximo instantáneo es de $155.69 \text{ m}^3/\text{s}$, se recalcularon las ordenadas de los tres días del centro del hidrograma y se obtuvo la forma del pico de la avenida, se muestra en color naranja en la figura 4.66.

Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s	Duración días	Q m^3/s	Q _{individual} m^3/s	Q _{ordenado} m^3/s
1	93.6	93.6	42.06	11	60.91	51.21	78.74
2	86.17	78.74	46.37	12	59.7	46.39	59.93
3	80.05	67.81	43.57	13	58.7	46.7	56.78
4	75.02	59.93	46.7	14	58.27	52.68	54.09
5	70.88	54.32	51.21	15	57.29	43.57	52.97
6	68.53	56.78	48.55	16	56.57	45.77	46.39
7	66.17	52.01	52.01	17	55.97	46.37	52.68
8	64.66	54.09	54.32	18	55.36	44.99	45.77
9	62.87	48.55	67.81	19	54.66	42.06	44.99
10	3811.49	52.97	93.6	20	54.09	43.26	43.26

Tabla 4.30. Construcción de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

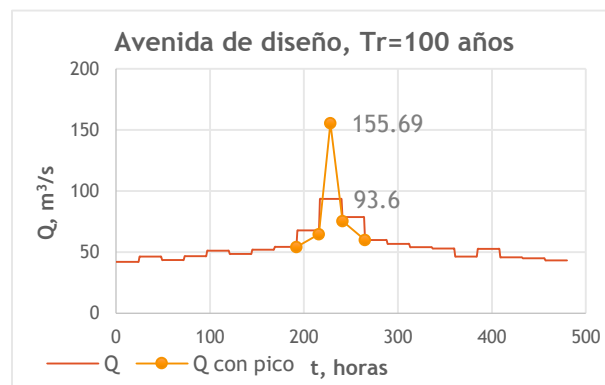


Figura 4.66. Forma del pico de la avenida de diseño, $Tr=100$ años

De la forma del hidrograma se puede deducir que la cuenca drena de manera rápida, ya que antes y después de que se presenta el pico, el hidrograma pronto se torna uniforme.

4.7 TRÁNSITO DE LA AVENIDA

La única estación que necesitó del tránsito de la avenida fue la estación Las Tortillas ubicada al norte del país, ya que la distancia que hay entre ésta y el puente es considerable, de 11 836 m, en los demás casos no fue necesario ya que los puentes se encontraban próximos a las estaciones hidrométricas, se puede apreciar la trayectoria del río en color rojo en la figura 4.67.



Figura 4.67. Trayectoria del río Salado desde la hidrométrica Las Tortillas hasta el puente

K se estima (Linsley, Adam, & Paulhus, 1958), a partir de:

$$K \cong 0.014 \frac{L^{1.6}}{H^{0.6}} \quad (4.1)$$

donde:

H desnivel entre las dos secciones de los extremos del tramo del río, en km

L longitud del tramo del río, en km

La pendiente del cauce es de 0.003, entonces sabiendo que:

$$S = \frac{H}{L} \quad (4.2)$$

donde:

S pendiente del cauce

Por lo tanto:

$$H = S \times L$$

$$H = 0.003 \times 11.836 \text{ km} = 0.0355 \text{ km}$$

Sustituyendo:

$$K \cong 0.014 \frac{11.836 \text{ km}^{1.6}}{0.0355^{0.6}} = 5.4 \text{ h} \approx 5 \text{ h}$$

Se obtuvieron los hidrogramas de diseño para las avenidas correspondientes a $Tr=20$, 50 y 100 años (figuras 4.68, 4.69 y 4.70).

El río mismo es una especie de almacenamiento alargado, se puede apreciar entonces de los hidrogramas de las figuras 4.68, 4.69 y 4.70 que el almacenamiento es prácticamente nulo en el tramo de la estación al puente, se drena toda el agua de manera muy rápida.

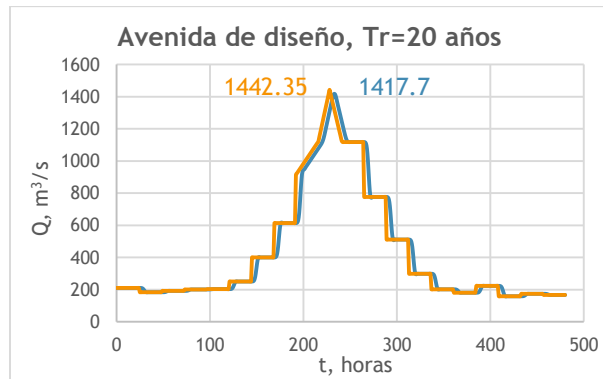


Figura 4.68. Avenida de diseño, $Tr=20$ años- Estación Las Tortillas

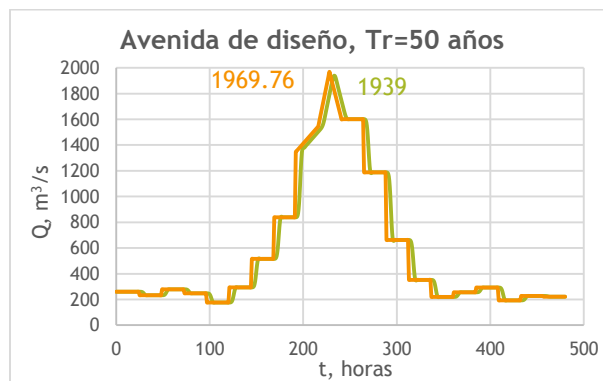


Figura 4.69. Avenida de diseño, $Tr=50$ años. Estación Las Tortillas

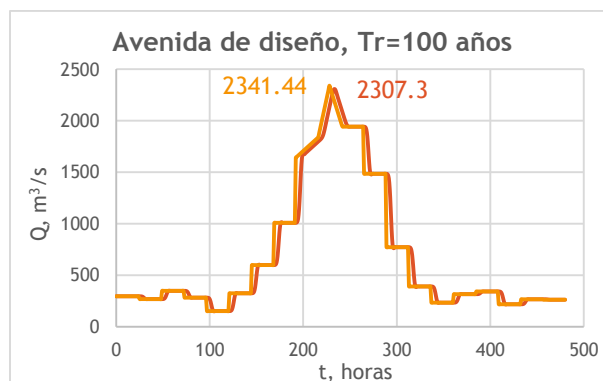


Figura 4.70. Avenida de diseño, $Tr=100$ años. Estación Las Tortillas

4.8 CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL

4.8.1 Puente río Tuxpan

Se calculó el tirante normal para este puente dado que es el único que tiene un canal revestido, en los demás cauces se tienen canales naturales y éstos conllevan un estudio hidráulico más profundo.

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo de Metodología, se obtuvo la tabla 4.32 y el tirante normal que se indica.

Se utilizó un coeficiente de Manning de 0.033, puesto que en la figura 4.71 se pudo apreciar que los taludes del canal están revestidos con mampostería. El gasto utilizado es el correspondiente al gasto pico para un período de retorno de 100 años.

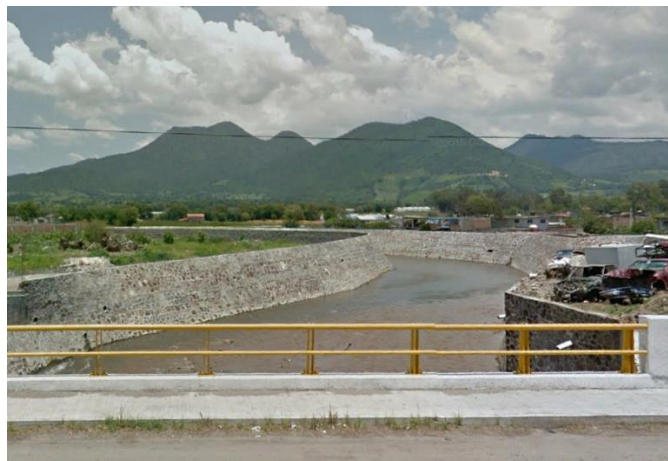


Figura 4.71. Río Tuxpan, canal con taludes de mampostería

Datos	
b=	23 m
k=	0.6
Q=	155.69 m ³ /s
S _o =	0.017
n=	0.033

Tabla 4.31. Datos utilizados para el cálculo del tirante normal

y_i	A_i	P_i	T_i	Rh_i	F_i	F'_i	$y_{i+1} = y_i - \frac{F_i}{F'_i}$
1.5	35.85	26.4986	24.8	1.3529	11.8868	47.9873	1.2523
1.4073	33.5563	26.2824	24.6888	1.2768	0.0875	46.0906	1.4054
1.4054	33.5094	26.2779	24.6865	1.2752	0	46.0512	1.4054

Tabla 4.32. Cálculo mediante iteraciones del tirante normal

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Es importante la obtención de las avenidas de diseño para este tipo de obras ya que si con anterioridad ya se había construido un puente cerca del sitio y no fue capaz de resistir el volumen de agua de la avenida, actualizándola se podría construir una estructura que fuera capaz de soportarla.

Entre los aspectos de mayor relevancia en este trabajo es la determinación de las curvas Q-d-Tr, es importante recalcar que para períodos de retorno grandes los datos tienden a variar mucho y a que no se cumpla que a mayor duración el gasto es menor, este problema tiende a presentarse en la distribución Gumbel dos poblaciones y está relacionado con los parámetros y con el valor de P que se haya escogido, es preferible tener un valor de P uniforme en todas las distribuciones correspondientes a cada duración; si del análisis estadístico que arroja el programa AX estos valores son diferentes para cada una, está permitido obtener un promedio y usar ese valor; esta fue la solución para estaciones como Puente Sudpacífico y Las Peñitas II.

El puente que registró las avenidas más grandes es el ubicado en el estado de Colima sobre el río Armería (estación Las Peñitas II) con gastos de diseño que van desde los 11 221.29 m³/s para un período de retorno de 20 años, hasta 16 220.97 m³/s para un período de retorno de 100 años; esto debido principalmente a que la avenidas son muy concentradas y no duran más de dos días.

Las avenidas de diseño más pequeñas se registraron en la estación Río Grande en el estado de Michoacán, con gastos de diseño que van desde los 126.3 m³/s para un período de retorno de 20 años y de 155.69 m³/s para uno de 100 años, esto debido principalmente al tamaño de la cuenca, ya que ésta mide 943.5 km², siendo 60 veces más pequeña que la cuenca más grande que se analizó, ésta fue la cuenca del río Salado con una superficie de 59 064.58 km².

Para el puente Almada ubicado cerca de la estación Puente Sudpacífico la avenida de diseño para un período de 20 años fue de 6 461.25 m³/s, para un período de 50 años de 8 186.45 m³/s y para 100 años de 9 426.54 m³/s. En cuanto a la estación Cantón, ubicada en el estado de Oaxaca, en el puente sobre el río Papaloapan, se cuentan con avenidas de diseño para un período de 20 años de 4 835.79 m³/s, para 50 años 5 402.02 m³/s y de 5 795.11 m³/s para un período de 100 años.

Por otro lado la estación Almandro, ubicada al sur del país en el estado de Chiapas, obtuvo avenidas de diseño que van de los 1 876.59 m³/s para un período de retorno de 20 años y hasta 2 445.68 m³/s para uno de 100 años. Estos son casi de la misma magnitud que los obtenidos en la estación Las Tortillas que para un período de retorno de 20 años se tiene un caudal de 1417.7 m³/s, para 50 años de 1 939 m³/s y para 100 años de 2 307.3 m³/s; la cuenca que es medida por la hidrométrica Almandro mide 2 243 km², que es casi 20 veces más chica que su homóloga del norte; es importante destacar cómo la ubicación es de suma relevancia, ya que al tratarse de una cuenca que se encuentra al norte del país donde el territorio es más árido, aunque la cuenca sea grande, la cantidad de agua que transporta es pequeña en comparación con la parte sur del país. Se pueden apreciar estas comparaciones en la figura 5.1 donde se relacionan las áreas de las cuencas y sus gastos máximos correspondientes.

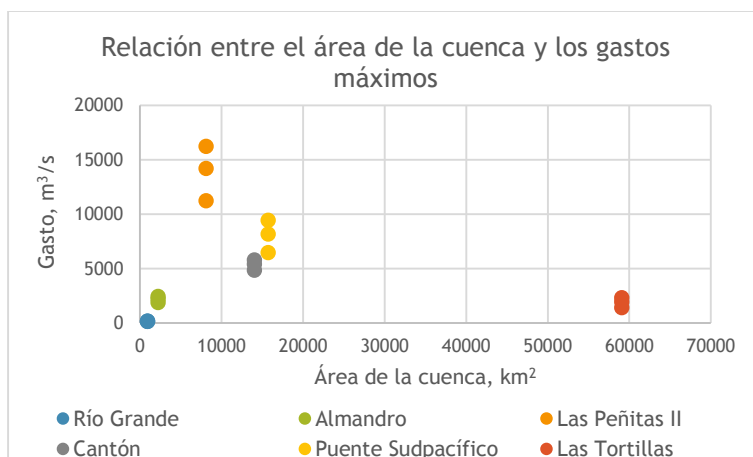


Figura 5.1. Relación entre el área de la cuenca y los gastos máximos para $T_r=20, 50$ y 100 años

Posterior al cálculo del tirante normal se concluye que es necesario que el tablero del puente que se construya sea todavía más alto que el tirante resultante para que el puente no sea rebasado y sea el causante de estragos. Cabe recalcar que normalmente se deja una holgura o bordo libre para tener en cuenta por ejemplo los objetos flotantes, como troncos, que lleve la avenida.

Los resultados de este trabajo pueden ser de utilidad para la construcción de futuros puentes cercanos a la zona de la hidrométrica, ya que frecuentemente un puente se dimensiona bajo la influencia de otros puentes próximos. Si un puente próximo es antiguo y no ha sido rebasado nunca, tiene sentido limitarse a dar una altura libre igual, después de un cálculo hidráulico que relacione los niveles de agua bajo uno y otro puente.

Se pone de manifiesto la importancia que tiene el continuar realizando este tipo de estudios, principalmente en estados del sur de la República donde las avenidas que se presentan siempre son mayores y por lo mismo, problemáticas, considerando que constantemente están causando inundaciones en las ciudades, dejándolas incomunicadas y con cuantiosos daños materiales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS

- Aparicio, F. J. (2013). *Fundamentos de hidrología de superficie*. D. F., México: Limusa.
Recuperado el Noviembre de 2015
- Borras, H. (1985). *Apuntes de probabilidad y estadística*. México: Facultad de Ingeniería - UNAM.
- CONAGUA. (2012). *Atlas Digital del Agua*. Obtenido de <http://www.conagua.gob.mx/atlas/ciclo09.html>
- Cotler, H., & Caire, G. (2015). *Agua.org.mx*. Obtenido de Centro Virtual de Información del Agua: <https://www.agua.org.mx/index.php/biblioteca-tematica/manejo-de-cuencas/46-cuencas-hidrograficas/12190-caso-cuenca-ayquila-armeria>
- D. Segerer, C., & Villodas, R. (2008). *Hidrología*. Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.
- Diario Oficial de la Federación*. (2011). Obtenido de http://dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5192916&fecha=02/06/2011
- Domínguez, R., Arganis, M., Carrizosa, E., Fuentes, M., & Echeverri, V. (2006). *Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva*. México: Informe final para CFE.
- Feldman, A. (2000). *Hydrologic Modelling System HEC-HMS, Technical reference manual*. U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- García, R. (2015). *WEBS*. Recuperado el Noviembre de 2015, de http://webs.um.es/bussons/rgm_minimoscuadrados.pdf
- González, F. (1970). *Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Kite, G. (1988). *Frequency and risk analyses in Hydrology*. Colorado, USA: Water Resources Publications, Fort Collins.
- Linsley, R., Adam, M., & Paulhus, J. (1958). *Hydrology for engineers*. McGraw-Hill.
- López, J. (Julio de 2015). *Facultad de Agronomía*. Obtenido de https://www.google.com.mx/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjImIWu37bKAhXnwYMKHZ7IAY8QFgggMAE&url=http%3A%2F%2Fdocuments.mx%2Fdocuments%2Fflujocanales.html&usq=AFQjCNERZLNm5LQQ3_t5iP8NTtaYDnVdAw&sig2=itAoLOpPGdgPBpKt8d7Q
- Martínez, A., & Peña, A. (Noviembre de 2011). *Comisión Nacional Forestal*. Obtenido de <http://www.conafor.gob.mx:8080/documentos/docs/9/3836Memoria%20del%20Estudio%20Regional%20Forestal%200505.pdf>
- Monroy, V. (2015). *Actualización de las avenidas de diseño de una presa de México usando dos métodos de solución*. México: Tesis de licenciatura. UNAM.
- Palacios, S. E. (2010). *Tormenta de diseño en el río Grijalva*. Tesis de licenciatura. UNAM.

- Ramírez, L. (Abril de 2011). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas del río Grijalva*. Tesis de licenciatura. UNAM.
- Ramón, C. (2015). *Vulnerabilidad estructural de puentes ante el tránsito de avenidas extraordinarias*. Estado de México: Tesis de licenciatura. UNAM.
- Roman, Á. (2009). *Tránsito de avenidas en cauces*. Tesis de licenciatura. UNAM.
- Seaurz, A. (2006). *Issuu*. Recuperado el 15 de Enero de 2016, de http://issuu.com/willhernanhuancac/docs/hidraulicapuentes_1_/1
- Suárez, M. C. (7 de Septiembre de 2012). *Scribd*. Recuperado el 3 de Noviembre de 2015, de <https://es.scribd.com/doc/105255557/DRENAJE-SUPERFICIAL-SOBRE-CARRETERAS-ALCANTARILLAS#scribd>
- Trani, G. (2006). *Parámetros fisiográficos de las regiones hidrológicas de la República Mexicana*. Tesis de licenciatura. UAM.
- Triulzi, C., & Delgado, O. (25 de Agosto de 2012). *Art Deco México*. Recuperado el 15 de Enero de 2016, de <http://www.artdecomexico.com/iniciodelascarreteras/>
- Valenzuela, J., Ramos, J., Medrano, J., & Quevedo, F. (2015). *Estado de Sinaloa*. Obtenido de <http://cobaes.galeon.com/aficiones1000585.html>
- Vázquez, C. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. México: Tesis de maestría. UNAM.

ANEXOS

Tabla A. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Alandro. Período 1965-1995.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1965	440	410	361	330	300	288	285	283	278	266	255	244	234	224	214	212	213	212	209	208
1966	660	617	588	514	456	412	382	357	335	315	298	282	270	259	248	238	229	224	224	222
1967	915	675	560	522	469	432	407	405	401	381	368	351	334	320	311	299	288	290	288	297
1968	480	475	419	384	345	314	288	266	247	232	218	212	206	199	194	190	185	180	181	182
1969	687	555	523	493	492	468	437	414	412	411	418	411	404	397	402	399	391	383	375	367
1970	551	479	414	381	350	337	327	321	312	303	303	298	294	288	282	286	281	274	266	260
1971	744	528	417	363	323	297	284	287	281	276	277	273	268	261	252	244	236	229	225	225
1972	285	264	240	239	226	214	198	186	175	165	157	151	145	139	134	129	125	121	117	114
1973	296	240	200	174	155	140	130	121	116	117	115	112	109	106	102	100	97	95	92	90
1974	1148	795	659	555	489	449	415	391	371	351	334	324	321	318	326	330	326	319	310	301
1975	1050	974	800	653	553	489	446	415	385	359	336	317	300	285	299	308	303	294	285	276
1976	388	352	335	323	302	288	271	257	246	234	222	211	203	203	201	199	194	193	192	190
1977	1104	652	472	371	307	267	238	216	200	191	184	174	165	157	150	146	146	146	145	146
1978	556	502	424	385	358	337	316	298	284	269	259	254	247	239	231	224	217	211	205	204
1979	515	419	347	357	336	333	330	330	323	321	316	307	296	288	281	275	276	274	274	276
1980	437	363	333	320	305	295	279	263	249	237	226	219	214	208	205	201	198	193	190	192
1981	626	570	519	514	477	450	450	446	452	447	436	426	409	398	385	374	370	361	352	344
1982	866	752	708	653	588	542	507	473	443	417	400	381	367	370	368	369	367	361	352	342
1983	837	824	698	609	563	542	506	466	430	399	373	351	332	317	303	291	287	280	272	265
1984	820	631	537	464	408	366	341	338	340	330	320	310	300	293	300	307	315	316	313	310
1985	357	332	306	294	271	253	240	229	217	214	208	201	193	185	178	171	165	160	155	150
1986	507	349	280	231	196	175	160	147	137	129	125	124	120	116	113	109	106	102	101	98
1987	784	549	444	394	357	324	295	273	263	258	249	241	233	227	220	213	206	200	194	191
1988	585	503	480	465	452	446	445	421	397	376	356	337	323	314	305	296	286	277	268	260
1989	1137	756	611	511	438	387	350	347	390	385	370	358	345	332	320	311	303	294	287	280
1990	877	661	561	509	525	497	472	439	410	386	363	343	324	308	293	280	267	256	259	264
1991	338	270	244	238	239	233	232	228	223	222	220	220	218	214	207	202	200	198	193	189
1992	455	413	420	396	381	365	347	329	316	307	294	281	270	263	259	252	244	237	229	222
1993	525	444	424	389	360	335	310	288	267	257	258	250	242	237	232	225	217	212	209	204
1994	311	249	207	182	162	147	137	135	132	129	126	122	117	117	124	127	126	125	123	122
1995	663	571	507	466	421	394	381	360	344	343	346	338	325	312	304	300	292	284	277	271

Tabla B. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Cantón. Período 1948-1987.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1948	751	669	564	486	437	419	401	379	378	391	400	393	384	377	374	368	366	373	384	384
1949	698	655	590	582	541	498	461	432	411	398	384	370	369	363	358	350	342	338	335	329
1950	2661	2333	2152	1917	1677	1515	1373	1255	1164	1083	1023	974	926	881	840	802	768	738	712	687
1951	1707	1651	1470	1328	1196	1083	990	911	850	797	764	758	745	724	703	682	672	657	642	626
1952	2289	1809	1586	1387	1290	1286	1363	1321	1265	1213	1167	1152	1121	1089	1049	1013	993	965	940	914
1953	1208	1107	971	881	803	728	669	621	579	542	510	483	459	438	418	401	385	371	360	354
1954	1844	1631	1480	1429	1402	1365	1332	1275	1222	1157	1110	1063	1020	988	965	938	912	885	863	848
1955	1585	1548	1406	1275	1213	1174	1132	1089	1036	986	956	927	895	864	837	848	843	837	820	804
1956	1794	1384	1155	1132	1101	1021	1010	976	937	904	867	830	796	769	743	726	708	698	693	683
1957	939	778	739	688	653	607	569	543	514	491	475	466	453	440	426	423	417	411	405	402
1958	3908	3039	2505	2184	1975	1797	1638	1517	1413	1321	1242	1171	1111	1057	1008	965	932	912	891	869
1959	1394	990	828	723	639	570	522	490	470	456	442	424	408	391	376	371	367	357	347	337
1960	2478	1920	1722	1500	1397	1326	1299	1271	1235	1193	1146	1095	1050	1011	974	944	914	885	864	843
1961	2032	1688	1546	1367	1207	1184	1152	1087	1059	1043	1006	963	920	883	850	817	787	767	766	755
1962	1158	892	758	717	743	733	718	674	636	597	565	538	518	499	482	474	468	461	457	460
1963	1460	1436	1332	1213	1082	1010	987	959	912	860	818	777	742	708	679	654	648	639	627	612
1964	1448	1282	1122	992	890	820	767	713	662	621	600	583	561	539	519	503	490	483	481	476
1965	1848	1316	1037	871	775	722	697	713	697	668	634	610	596	572	553	534	518	501	497	497
1966	1735	1424	1200	1081	955	876	794	734	694	653	623	607	595	581	563	547	537	524	514	516
1967	1161	971	934	846	759	700	645	599	578	552	524	500	479	460	488	487	477	465	454	446
1968	2003	1715	1460	1241	1137	1072	1012	953	901	851	805	765	731	703	679	655	631	621	611	602
1969	3191	2827	2617	2567	2507	2478	2438	2330	2228	2156	2107	2049	2035	2005	1974	1940	1913	1896	1938	1950
1970	1874	1496	1353	1218	1121	1034	952	887	872	875	866	855	836	813	787	761	737	715	693	684
1971	1154	895	777	704	646	622	627	617	603	579	559	541	527	518	507	495	483	479	481	481
1972	2108	1830	1721	1636	1477	1355	1254	1185	1120	1058	1007	958	914	898	880	851	823	795	783	778
1973	3320	3042	2462	2000	1681	1460	1307	1200	1121	1073	1029	1006	962	915	871	831	804	786	775	758
1974	3276	2586	2097	1941	1745	1614	1497	1396	1305	1231	1179	1157	1133	1125	1114	1093	1065	1034	1009	986
1975	3597	3109	2892	2832	2860	2793	2704	2539	2368	2227	2093	1970	1860	1763	1679	1604	1535	1472	1413	1358
1976	1565	1370	1230	1149	1045	1001	1008	1014	991	973	990	983	974	988	983	972	949	922	897	882
1977	771	686	639	604	571	527	504	494	473	450	429	408	389	373	364	359	351	344	338	341
1978	1296	1229	1064	972	914	889	861	817	777	734	708	687	661	642	634	634	636	632	629	634

Tabla B. (Continuación) Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Cantón. Período 1948-1987.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1979	2134	1683	1571	1441	1364	1296	1228	1148	1079	1015	957	910	898	881	865	850	832	812	792	770
1980	1733	1614	1619	1513	1426	1318	1206	1107	1044	1002	975	939	898	873	840	807	775	745	718	703
1981	4335	3613	3168	2902	2578	2308	2111	1993	1878	1771	1681	1598	1525	1456	1407	1379	1344	1306	1266	1266
1982	1185	1052	948	848	788	726	670	626	587	556	526	505	487	469	456	444	432	426	433	432
1983	3064	2537	2242	2054	2226	2123	1944	1804	1688	1590	1505	1431	1379	1331	1277	1235	1192	1147	1113	1078
1984	1933	1658	1523	1351	1208	1091	1008	943	884	844	820	816	804	788	772	760	754	741	725	709
1985	1637	1407	1319	1161	1029	968	908	865	830	790	750	716	682	663	643	624	620	607	589	579
1986	1744	1294	1088	923	858	861	858	817	773	734	714	704	690	671	663	647	628	623	622	619
1987	1484	1181	1027	975	927	876	850	823	795	838	854	844	824	796	770	759	745	744	738	721

Tabla C. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Las Peñitas II. Período 1955-2008.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1955	967.64	676.32	558.68	459.77	391.47	342.33	304.96	275.92	252.38	233.57	218.16	204.74	193.28	183.07	176.97	173	169.13	166.5	167.39	166.96
1956	130.97	123.55	114.9	107.63	104.18	101.7	96.73	94.37	93.43	90.33	89.6	88.48	87.99	88.1	88.18	86.8	86.32	85.76	84.72	83.7
1957	282.55	261.24	217.29	186.07	167.09	152.41	139.64	128.4	119.6	111.82	104.94	98.77	92.97	87.87	83.44	79.46	75.87	72.64	69.69	66.98
1958	848.97	702.07	607.82	526.55	460.24	408.49	367.81	354.71	336.97	318.24	300.56	283.82	268.46	255.12	242.9	232.02	222.27	221.08	231.06	233.64
1959	1268.51	1010.29	775.82	628.75	526.79	457.02	403.44	361.29	328.77	302	279.29	259.48	242.35	227.39	214.3	202.84	192.65	183.55	175.51	168.13
1960	228.97	175.74	146.56	134.3	120.82	121.17	120.18	117.57	113.42	115.05	115.8	113.54	114.8	113.77	112	110.76	107.02	103.62	100.56	101.26
1961	153.6	147.4	142.29	137.57	136.66	137.41	133.84	132.05	129.86	126.77	122.7	118.16	113.24	108.79	107.45	104.51	100.89	97.58	94.7	92.07
1962	139.26	138.37	137.95	133.62	131.75	126.21	121.48	116.96	113.29	109.16	108.46	109.55	108.1	105.64	102.74	100.04	98.09	98.41	97.07	95.36
1963	212.07	206.24	191.91	181.36	167	156.89	146.76	139.65	137.9	135.36	132.72	127.71	123.28	118.87	115.57	112.18	110.7	109.45	108.11	106.21
1964	114.95	111.36	105.06	94.72	88.26	88.44	84.9	81.27	80.96	80.45	81.52	83	83.52	82.14	81.08	80.25	79.27	78.23	78.29	77.86
1965	151.8	149.27	144	136.37	128.04	120.94	115.13	117.12	117.22	116.35	114.15	112.19	109.49	108.09	106.93	105.75	104.77	104.64	103.91	102.85
1966	282.3	282.04	255.93	224.8	202.24	188.82	175.13	164.81	155.17	147.39	140.67	135.36	129.87	125.27	122.07	122.14	121.54	121.55	122.38	122.83
1967	1349.72	1107.49	988.59	866.49	799.06	822.12	811.93	768.96	730.89	683.4	638.89	606.11	595.5	586.38	572.79	564.12	556.89	544.35	529.7	516.43
1968	961.78	937.28	767.64	647.89	564.73	506.77	461.62	424.66	392.6	368.72	354.21	340.58	327.54	316.54	303.77	291.14	280.73	271.12	264.02	256.37
1969	605.25	593.34	505.57	431.59	379.74	342.64	315.57	292.85	272.12	253.88	237.15	222.63	210.73	199.42	189.77	181.12	173.11	165.77	159.28	154.72
1970	335.36	331.73	293.65	261.97	235.46	216.03	203.66	196.53	189.07	181.83	176.64	170.21	163.51	157.65	152.49	147.49	143.43	139.41	135.41	131.64
1971	886.78	713.83	621.55	525.35	453.74	409.32	380.75	355.58	335.38	316.5	300.62	286.33	274.99	265.4	255.21	247.92	267.75	277.03	279.08	278.63
1972	163.45	160.29	150.46	140.94	137.58	136.45	132.41	126.94	122.37	118.83	115.26	112.23	109.48	107.16	105.32	103.58	102.07	100.11	98.18	96
1973	162.51	151.96	147.93	135.52	122.84	114.85	110.6	105.98	101.6	98.79	95.8	93.48	93.74	95.69	94.87	92.96	91.2	89.35	88.36	87.39
1974	237.56	195.75	174.58	150.75	132.03	118.03	107.07	99.28	94.6	89.95	86.1	83.3	81.42	79.62	78.43	77.55	77.39	76.84	75.76	74.7
1975	186.52	176.09	174.86	170.57	169.5	168.31	164.28	155.76	147.9	141.76	138	134.99	137.32	139.11	139.84	138.71	136.6	133.87	131.3	129.49
1976	335.12	310.77	283.34	242.84	210.43	186.33	167.54	152.27	139.69	129.93	139.24	151.68	153.01	150.22	145.53	140.96	136.54	132.17	127.76	123.46
1977	143.08	141.93	131.92	123.71	113.47	108.3	102.07	95.05	89.84	91.54	95.58	96.42	96.62	94.42	91.86	89.79	87.09	84.53	81.82	79.44
1978	97.7	94.71	90.63	83.3	78.73	73.41	72.56	71.05	69.43	66.29	63.5	61.09	58.68	56.3	54.11	52.36	51.05	49.89	48.49	47.24
1979	99.42	80.7	79.15	77.29	70.22	63.18	61.41	63.18	63.61	61.64	59.99	58.24	57.1	57.44	56.5	55.19	53.7	52.68	52.11	51.02
1980	107.46	100.46	96.8	94.51	90.62	87.09	83.79	82.63	81.16	79.56	78.43	77.04	76.28	74.64	73.18	71.59	69.8	68.19	67.76	67.04
1981	168.63	161.7	154.65	148.74	142.19	136.78	131.86	128.79	126.52	126.3	124.79	122.91	121.72	120.77	118.52	115.76	112.35	108.87	105.66	102.49
1982	213.2	212.03	164.87	134.17	113.84	99	87.6	78.93	72.01	66.23	61.37	57.26	53.76	50.77	48.16	45.89	43.93	42.2	41.71	41.27
1983	155.63	142.57	128.21	107.27	90.94	80.49	77.91	76.25	75.41	73.89	72.5	70.36	68.14	66.16	64.15	62.65	62.92	62.83	62.61	62.27
1984	144.31	107.28	99.65	93.21	89.17	86.95	84.96	83.08	80.62	77.65	75.4	73.24	73	72.78	72.5	72.18	71.97	71.35	70.4	69.5
1986	382.27	368.78	324.71	287.64	259.45	232.87	209.7	192.08	182	177.62	172.23	167.1	161.15	154.81	148.69	143.37	138.56	135.91	133.96	131.72
1987	1358.09	898.87	682.62	572.1	490.87	422.1	370.04	329.9	298.49	275.69	256.62	240.97	227.89	215.59	204.83	195.37	186.4	178.64	171.63	165.7
1992	3300.44	3135.64	2328.14	1815.33	1486.1	1259.11	1092.93	967.11	868.65	807.76	901.04	885.38	838.58	790.76	746.32	705.67	669.24	636.56	606.99	580.13
1993	191.93	167.79	132.9	113.89	99.35	91.54	96.53	91.57	86.18	80.13	77.32	74.11	72.19	68.73	65.35	62.37	60.15	57.7	55.45	53.38
1994	228.99	183.95	166.78	136.47	115.28	100.13	88.88	80.36	73.57	68.06	64.41	61.07	58.02	55.25	52.77	50.51	48.46	46.63	44.99	43.51

Tabla C. (Continuación) Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Las Peñitas II. Período 1955-2008.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1999	3813.88	1913.36	1279.84	963.26	773.21	646.49	556.69	499.93	453.56	414.09	381.4	353.91	331.08	310.95	293.45	278.56	265.35	253.28	242.06	232.1
2001	51.68	51.14	48.78	42.46	36.32	31.91	29.23	27.3	25.8	25.57	24.58	24.3	23.72	23.06	22.4	21.79	21.27	20.83	20.41	19.98
2002	90.85	86.87	76.43	66.94	59.94	55.22	50.38	46.03	42.55	39.71	37.44	35.38	38.37	39.43	39.13	38.68	37.83	36.9	35.97	35.01
2003	6655.8	5262.47	3511.8	2636.42	2111.25	1761.17	1511.1	1323.54	1177.65	1060.95	965.5	885.99	818.68	761.02	711.06	667.36	628.75	594.43	563.71	536.1
2004	9543.91	5307.84	3542.79	2660.29	2130.84	1777.81	1525.63	1336.5	1189.42	1071.76	975.5	895.29	827.4	769.21	718.78	674.65	635.72	601.1	570.13	594.59
2006	500.45	364.8	309.66	261.28	220.15	190.88	169.06	152.36	140.42	130.25	121.51	116.77	111.21	107.24	103.06	99.4	95.92	92.87	89.99	87.46
2007	58.88	54.95	53.28	52.32	51.53	49.59	49.21	48.42	47.47	46.62	45.84	44.93	43.77	42.96	42.2	41.51	40.86	40.2	39.69	39.17
2008	62.92	61.37	60.07	57.22	54.64	52.24	49.87	48.8	48.88	48.99	49.01	48.77	48.36	47.61	46.93	46.63	46.6	46.43	45.95	45.45

Tabla D. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Puente Sudpacífico. Período 1924-1992.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1924	3138	1782	1305	1001	835	797	748	697	638	648	643	643	637	631	618	603	577	569	561	552
1925	2098	1621	1261	1050	914	820	727	681	614	557	521	484	450	421	397	378	361	377	376	424
1926	3130	2408	2049	1864	1720	1604	1437	1294	1177	1086	1023	985	965	937	903	883	909	932	949	959
1927	2848	2775	2392	1990	1704	1511	1365	1373	1391	1414	1344	1281	1221	1165	1116	1069	1018	1011	995	973
1928	1054	962	846	725	645	561	488	434	393	380	375	371	362	351	340	327	314	301	290	281
1929	904	878	859	853	853	847	835	820	771	753	750	719	666	620	581	546	516	489	465	443
1930	3108	2513	2190	2002	1671	1459	1280	1122	1018	923	840	771	713	663	619	581	548	518	492	468
1931	1215	1125	987	858	848	803	769	734	707	681	659	639	618	595	578	564	549	538	527	522
1932	4497	4458	4035	3696	3490	3311	3060	2805	2540	2321	2142	2002	1878	1765	1665	1580	1508	1447	1387	1329
1933	1369	1111	928	778	670	592	532	513	527	531	513	490	467	446	426	412	412	420	416	407
1934	1663	1416	1180	1026	957	891	842	798	773	752	718	680	653	640	622	604	587	618	623	620
1935	2638	2112	2053	1982	1855	1732	1640	1541	1458	1384	1341	1307	1279	1239	1201	1170	1143	1114	1086	1054
1936	1215	1097	1030	983	947	894	842	825	855	854	858	856	852	838	824	819	800	780	751	722
1937	1947	1428	1162	1022	916	855	803	758	722	685	652	623	596	569	542	516	498	497	494	487
1938	2213	1883	1666	1550	1424	1387	1360	1305	1238	1192	1149	1107	1064	1019	975	941	912	892	876	859
1939	3535	2567	2244	2083	1824	1646	1474	1333	1217	1120	1034	961	896	840	791	747	707	672	640	611
1940	1966	1505	1338	1182	1016	876	770	702	664	639	623	609	598	588	582	580	579	573	561	551
1941	2932	2352	1886	1528	1363	1252	1155	1083	1027	969	920	888	863	836	809	782	756	738	720	709
1942	1427	1372	1069	972	924	889	878	873	854	835	797	770	750	727	704	685	698	702	714	723
1943	5573	5284	4003	3167	2618	2234	1950	1732	1559	1418	1302	1204	1120	1048	984	929	880	836	796	773
1944	3133	2122	1618	1330	1151	1002	887	800	735	748	770	749	728	701	671	650	632	610	588	567
1945	2740	2158	1607	1301	1094	944	832	746	679	624	576	536	501	470	443	419	399	391	389	380
1946	696	649	553	481	430	388	368	355	343	327	309	294	285	273	265	256	247	237	230	225
1947	770	634	625	622	610	611	594	574	556	539	521	495	479	475	467	460	447	440	439	435
1948	785	684	638	584	576	551	520	492	465	443	421	405	410	408	395	385	382	378	373	366
1949	2341	1974	1904	1802	1713	1591	1450	1324	1213	1119	1037	964	902	847	801	773	743	714	689	677
1950	4053	2872	2188	1778	1530	1336	1184	1062	961	877	831	792	752	713	678	644	611	580	554	531
1951	327	279	241	221	197	186	169	160	152	148	142	135	129	129	133	132	129	125	121	117
1952	393	292	285	258	235	215	195	178	169	169	167	163	162	159	158	157	156	152	151	152
1953	3067	2312	1773	1416	1174	1001	871	771	692	627	574	529	491	469	461	446	432	417	402	390
1954	758	654	495	399	334	288	272	255	240	240	236	229	223	217	214	283	344	349	344	336
1955	2307	1814	1390	1151	972	853	757	698	649	602	560	521	488	459	433	414	398	381	366	351
1956	356	260	210	181	166	180	187	178	168	159	151	145	142	138	133	133	135	134	131	128
1957	373	289	226	184	155	134	118	109	113	114	114	113	110	109	107	107	104	102	99	97
1958	3897	3523	2984	2519	2216	1970	1793	1636	1509	1410	1334	1281	1218	1203	1162	1144	1129	1100	1065	1029

Tabla D. (Continuación) Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Puente Sudpacífico. Período 1924-1992.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1962	825	794	770	765	752	742	729	718	708	689	676	665	658	652	650	646	645	640	637	632
1963	892	872	863	847	831	804	778	749	737	721	712	702	694	686	677	668	659	652	641	632
1964	695	665	620	616	609	598	588	579	571	565	559	556	556	557	554	551	547	542	538	536
1965	692	687	683	683	682	635	600	590	601	596	588	580	581	594	603	613	621	617	609	602
1966	761	757	750	751	720	689	662	644	649	656	665	659	650	639	631	630	624	614	607	605
1967	521	487	453	428	430	428	423	425	421	410	404	400	393	383	380	381	376	369	364	358
1968	611	590	570	554	532	507	486	465	449	431	417	401	388	381	382	382	382	381	381	384
1969	474	440	429	393	381	369	356	362	353	344	339	347	348	346	345	345	344	343	341	337
1970	684	624	592	553	532	527	514	523	524	513	509	497	486	472	459	452	448	447	446	444
1971	681	582	574	568	565	563	556	547	539	532	531	534	533	532	527	523	518	517	517	519
1972	671	577	536	542	532	519	509	500	489	475	460	448	443	428	415	419	421	422	425	423
1973	585	500	483	481	474	464	459	453	450	453	452	448	442	439	442	442	439	433	427	424
1974	662	647	646	644	641	636	631	631	629	627	626	623	622	619	617	614	613	611	609	607
1975	677	671	667	668	658	651	637	624	613	601	590	582	576	563	553	549	540	537	543	543
1976	1066	1052	1040	1032	1025	992	974	979	972	946	942	934	926	931	925	912	911	910	896	897
1977	951	942	887	819	748	675	640	637	603	605	594	583	587	596	588	578	568	566	560	548
1978	506	497	481	473	467	467	466	463	461	460	460	461	459	457	457	459	459	459	459	458
1979	463	449	449	444	444	443	443	443	443	443	443	442	442	442	442	441	441	441	441	441
1980	1009	958	892	887	871	860	839	836	819	793	758	728	718	714	688	691	689	695	697	702
1981	1007	924	854	796	769	757	748	737	729	722	713	704	708	699	693	690	701	703	700	698
1982	922	837	734	753	740	709	692	675	657	641	628	619	595	590	583	578	574	569	564	558
1983	787	654	577	570	564	558	554	549	544	539	533	528	522	517	511	505	500	494	488	483
1984	569	561	546	531	517	494	475	471	458	444	429	415	410	407	404	399	395	392	389	386
1985	507	503	472	467	472	474	469	466	468	464	460	456	452	448	447	445	441	437	433	428
1986	565	547	519	502	489	486	482	476	470	466	461	457	451	450	448	449	445	442	445	447
1987	748	715	680	659	646	640	636	634	632	631	630	629	628	627	625	623	623	623	622	622
1988	618	618	618	617	616	615	615	615	614	614	614	613	613	613	613	613	613	613	613	613
1989	622	619	619	619	619	618	618	618	618	618	617	617	616	616	616	616	616	616	616	616
1990	669	647	634	630	627	624	622	619	618	617	616	615	611	606	601	597	594	593	592	591
1991	618	618	618	618	616	611	604	587	573	566	570	574	576	575	568	562	558	550	539	529
1992	599	592	583	582	577	573	575	570	565	560	555	553	550	547	543	539	534	527	522	522

Tabla E. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Río Grande. Período 1946-2011.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1946	23	19	19	19	19	18	17	16	16	16	15	15	15	14	14	14	14	13	13	13
1947	45	39	35	33	32	30	30	30	29	29	28	28	29	29	29	28	28	27	27	27
1948	40	38	38	35	32	32	30	29	28	27	27	26	26	25	25	24	24	23	23	22
1949	19	16	15	13	12	12	12	12	12	11	11	11	11	10	10	10	10	10	10	10
1950	40	38	35	35	33	30	27	26	25	25	25	25	24	24	23	22	22	21	21	21
1951	38	37	36	35	33	32	30	29	28	27	26	25	25	24	24	23	23	23	23	23
1952	35	33	31	30	30	29	29	28	28	28	28	28	28	28	27	27	27	27	27	27
1953	52	38	30	26	23	20	19	17	16	15	15	14	13	13	13	12	13	13	12	12
1954	26	23	24	23	23	23	22	21	21	20	20	19	19	19	19	19	19	19	19	19
1955	89	87	80	73	67	62	57	54	51	48	46	44	42	40	39	37	36	35	33	32
1956	37	35	33	32	30	30	30	30	29	28	28	28	27	26	26	25	24	25	25	25
1957	19	13	11	10	10	10	10	9	9	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8
1958	75	72	68	65	61	59	57	56	56	55	55	54	53	53	52	52	52	51	51	50
1959	41	38	35	32	32	31	31	31	31	30	30	30	29	30	30	30	30	30	29	30
1960	17	14	13	12	11	11	11	11	11	11	10	10	10	9	9	9	9	8	8	8
1961	19	17	15	14	13	13	13	13	13	13	12	12	12	12	11	11	11	11	11	11
1962	35	33	30	30	29	27	26	25	25	24	24	23	22	21	21	20	20	20	19	19
1963	42	38	34	31	30	30	29	28	28	27	26	25	25	24	24	24	23	23	22	22
1964	29	26	25	24	23	23	22	22	22	22	21	21	21	21	21	21	21	21	20	20
1965	43	38	36	34	33	34	33	33	31	30	30	29	29	29	28	28	28	28	28	28
1966	53	49	44	42	41	40	40	39	38	38	37	36	36	35	35	35	35	35	34	34
1967	61	54	52	48	44	45	43	42	41	39	38	37	36	36	35	35	35	34	34	34
1968	41	31	28	26	25	26	25	25	24	24	25	24	24	24	23	23	22	22	22	22
1969	22	20	19	18	17	16	15	16	15	15	15	14	14	14	14	14	14	14	14	13
1970	23	21	20	20	20	19	19	19	19	19	19	19	18	18	18	18	18	18	18	18
1971	43	40	39	38	38	37	35	34	34	34	34	33	32	32	31	31	31	30	30	30
1972	28	27	26	25	24	24	23	23	23	22	22	22	22	21	21	21	20	20	20	20
1973	56	49	46	43	41	39	38	37	36	36	34	34	33	32	32	32	32	31	31	30
1974	27	26	23	22	21	21	20	19	18	18	18	17	17	17	17	17	17	17	16	16
1975	42	37	35	34	33	31	31	30	30	29	29	30	30	30	29	29	29	28	28	28
1976	106	94	84	75	70	64	61	57	54	51	49	47	45	43	42	40	39	38	37	36
1977	39	34	32	30	28	27	26	26	26	26	26	25	25	25	24	24	24	23	23	23
1981	31	27	27	25	24	24	24	24	24	23	23	22	22	22	22	21	21	21	21	21

Tabla E. (Continuación) Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Río Grande. Período 1946-2011.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1982	20	15	14	12	11	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9	9	9	9	9
1983	30	26	26	25	24	23	22	22	21	21	20	20	19	18	18	18	17	17	17	16
1984	56	53	48	45	42	40	38	36	35	34	32	31	30	29	29	29	28	29	28	28
1985	30	28	25	23	22	22	21	21	20	20	19	19	19	19	20	19	19	19	19	19
1986	33	29	27	25	25	24	24	23	23	23	23	22	22	21	21	20	20	20	19	19
1987	25	19	17	16	16	15	14	15	14	14	13	13	13	13	13	12	12	12	12	12
1988	48	36	32	29	26	25	23	22	21	21	21	21	22	22	21	21	21	20	20	19
1989	31	27	24	23	22	20	20	20	20	19	19	19	18	18	18	18	18	18	17	17
1990	52	47	44	41	39	39	39	39	38	37	36	35	35	34	33	33	33	33	32	32
1991	30	29	27	26	25	25	24	24	24	24	24	23	23	23	22	22	22	22	22	22
1992	55	43	43	41	39	37	35	34	32	32	31	31	31	31	31	30	30	30	29	29
1993	41	37	33	31	31	30	29	29	29	29	29	28	27	27	26	26	26	26	26	25
1994	38	35	34	34	33	32	32	32	32	31	31	30	30	29	29	28	28	27	27	26
1996	34	32	31	29	30	30	30	29	28	28	27	26	26	25	25	25	25	24	24	24
1997	20	17	16	15	15	15	15	14	14	14	14	14	14	14	14	13	13	13	13	13
1998	45	41	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	33	33	32	32	32	31	31	31
2003	58	52	48	47	44	43	42	42	41	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	40
2004	47	42	40	37	36	34	34	34	33	32	31	31	30	30	29	28	28	28	28	27
2006	25	22	20	19	18	18	17	17	17	17	16	16	16	16	15	15	15	14	14	14
2007	24	21	20	18	18	17	16	16	16	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
2008	13	12	12	11	10	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
2009	32	27	22	21	19	20	19	19	18	17	16	16	15	15	14	14	14	14	13	13
2010	58	53	51	49	46	44	42	40	38	38	37	37	36	35	34	34	33	32	32	31
2011	52	52	52	52	52	52	51	51	51	51	50	50	50	50	50	49	49	49	49	49

Tabla F. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Las Tortillas. Período 1953-2006.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1953	1140	1026	941	862	791	719	634	582	545	509	474	442	420	403	385	366	353	336	320	306
1954	211	160	126	97	81	75	72	68	64	61	57	53	50	46	43	41	39	37	35	33
1955	533	429	393	314	266	225	195	172	155	141	132	127	126	123	120	115	109	103	99	98
1956	191	143	105	83	74	72	66	62	56	51	46	43	39	37	34	32	30	29	27	26
1957	83	60	64	50	41	35	31	33	36	34	32	30	28	26	25	23	22	21	20	19
1958	725	717	692	677	634	588	548	512	481	451	426	401	387	372	356	346	340	336	332	330
1959	107	107	97	91	79	69	62	56	52	49	46	44	42	40	39	40	42	43	43	42
1960	60	42	40	36	32	29	26	23	21	19	20	19	18	17	16	15	15	14	13	13
1961	201	184	146	114	93	79	68	60	54	49	45	41	38	39	37	35	33	31	30	28
1962	161	158	152	128	105	89	77	68	61	55	50	46	43	41	38	36	34	33	32	31
1963	377	337	274	212	173	147	127	111	99	90	82	76	70	66	62	58	55	52	49	47
1964	249	207	177	140	114	97	84	74	66	60	54	50	46	43	40	38	36	34	32	31
1965	169	168	168	155	133	115	100	88	79	71	65	60	55	59	63	63	63	61	58	56
1966	867	864	837	747	722	711	696	668	638	615	597	581	569	562	557	548	537	526	515	504
1967	1390	1350	1333	1209	1099	979	890	804	736	680	628	582	543	509	479	453	429	407	388	371
1968	125	89	65	51	42	46	42	38	35	34	32	30	29	27	26	25	24	23	22	21
1969	84	55	45	39	35	30	26	24	21	19	18	16	15	14	13	13	12	12	11	11
1970	62	55	56	49	47	44	41	38	36	33	31	29	27	25	24	23	21	20	20	20
1971	1780	1770	1697	1578	1476	1344	1217	1106	1010	930	863	806	759	724	692	662	634	609	586	565
1972	79	60	49	43	39	39	38	35	34	34	34	34	33	33	32	32	31	30	29	29
1973	390	367	314	264	231	201	177	158	143	131	120	111	104	98	92	87	83	79	75	72
1974	144	100	81	64	52	45	40	37	35	32	30	28	26	25	23	22	21	20	19	18
1975	300	259	211	198	183	165	149	135	123	112	103	96	89	84	79	74	70	67	64	61
1976	274	274	269	260	246	228	219	212	206	200	194	187	181	175	169	165	162	158	155	152
1977	92	78	71	59	58	54	49	46	43	41	39	37	36	34	33	32	31	31	31	31
1978	331	329	325	310	284	259	241	236	230	225	218	211	206	202	197	192	187	182	177	171
1979	165	165	157	154	147	135	131	130	124	119	114	109	104	99	94	89	86	82	79	76
1980	530	487	468	378	321	275	239	212	190	172	157	145	134	125	117	110	104	99	94	89
1981	387	384	370	353	336	322	309	294	283	275	268	261	255	249	245	240	237	235	232	230
1982	144	132	118	111	95	82	72	66	62	58	54	50	47	44	41	39	37	35	34	32
1983	44	39	31	25	20	17	15	14	12	11	10	10	10	9	9	8	8	8	7	7
1984	202	197	170	141	116	98	86	76	68	61	56	52	50	50	48	46	43	41	39	37
1985	150	142	103	79	65	55	47	42	37	34	31	29	26	25	23	22	21	20	19	18
1986	298	275	246	228	210	184	160	141	126	114	104	96	89	83	77	73	69	65	62	59
1987	45	37	33	33	30	27	24	21	19	18	16	15	14	13	12	12	11	11	10	10

Tabla F. (Continuación) Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m³/s. Estación Las Tortillas. Período 1953-2006.

Año	Duración (días)																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1988	1140	914	793	729	688	654	616	577	541	507	476	445	417	393	372	353	337	321	307	294
1989	67	42	30	24	20	17	15	14	13	12	11	10	10	9	9	8	8	7	7	7
1990	87	87	81	69	65	57	50	45	40	37	34	32	30	28	26	25	25	24	24	23
1991	31	23	19	18	16	15	14	14	13	12	11	10	10	9	9	9	8	8	8	7
1992	72	47	38	32	28	24	21	19	17	16	14	13	12	12	12	12	11	11	11	10
1993	27	26	24	24	23	22	22	21	20	19	18	17	16	16	15	15	14	14	13	13
1994	35	35	27	23	19	17	15	13	12	11	10	9	8	8	7	7	6	6	6	5
1995	216	208	191	171	146	126	109	98	88	80	73	68	65	61	57	54	51	49	47	45
1996	62	58	53	46	41	35	31	27	24	22	20	19	18	17	16	15	14	13	13	12
1998	212	140	113	96	87	81	75	71	66	61	57	53	49	46	43	40	38	36	34	33
1999	139	138	110	88	71	59	51	44	39	36	32	30	27	25	24	22	21	20	19	18
2000	55	43	31	24	20	18	18	19	18	17	16	14	14	13	14	15	15	14	14	13
2001	133	133	119	106	95	83	74	66	59	53	49	45	41	38	37	36	35	35	34	32
2002	109	96	89	81	75	69	65	61	57	53	49	45	42	40	38	36	35	33	32	30
2003	325	322	318	318	311	298	288	270	246	226	209	195	182	171	162	154	146	139	133	127
2004	54	53	51	47	42	38	35	33	33	32	31	29	28	26	24	23	22	21	20	19
2005	156	156	154	152	148	145	140	134	128	122	116	111	108	105	103	99	95	91	89	86
2006	290	244	179	145	119	102	90	82	75	69	63	58	54	52	51	52	53	53	53	52