



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**ESTIMACIÓN DE VOLÚMENES DE INUNDACIONES
POR DESBORDAMIENTO DE RÍOS ASOCIADOS
A DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO.**

TESIS

Para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

Vega Silva Guillermo Roberto

DIRECTOR:

Dr. Oscar A. Fuentes Mariles



Edo. De México, México

2015

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. en I. Martín Ortiz León.
Vocal: DR. Óscar Arturo Fuentes Mariles.
Secretario: M. en C. Sergio Alfonso Martínez González.
Suplente: M. en C. Marjorie Márquez Vázquez.
Suplente: M. en I. Martín Rubén Jiménez Magaña.

Lugar donde se realizo la tesis:

Área de hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.



Agradecimientos

A mis padres Eduardo Vega y Ana Silva de Vega que siempre han estado ahí para apoyarme, para guiarme, para ser ejemplos a seguir, pero sobre todo gracias por regañarme, por castigarme, por hablarme como se debía en el momento adecuado, ya que sin esas cosas no habría llegado hasta donde estoy, gracias por esa mano gentil y amable pero también por esa mano dura cuando la necesitaba.

A mi hermana por acompañarme en los momentos más difíciles de mi vida pero también en los más divertidos, que me apoyo a la hora de estudiar e incluso me llegó a ayudar en diversas tareas. Recuerda Rosario Vega tú también puedes lograr todo cuanto te propongas siempre y cuando lo hagas con esfuerzo, dedicación y porque así lo quieres hacer.

A mi familia por estar siempre a mi lado, porque todos también han sido grandes ejemplos a seguir y a mis primos que todavía no logran su cometido, échense ganas que nada es imposible.

A mis amigos de la Prepa 5 y de la FES Aragón porque la escuela sin amigos es un horror, porque siempre necesitas alguien en quien confiar, además de alguien con quien divertirse y porque con ustedes aprendí que en la familia no importan los lazos de sangre, siempre puede haber alguien más por este mundo al que le puedas decir “hermano”.

A la UNAM y en especial a la FES Aragón que me abrió sus brazos para poderme instruir en esto que es la Ing. Civil.

Al Dr. Oscar Fuentes por ser un gran profesor que con su tiempo y paciencia pudo ayudarme en este proceso de la realización de la tesis y al mismo tiempo por ayudarme a ingresar a este gran Instituto.

Al Instituto de Ingeniería por la grandiosa oportunidad de poder ser parte de esta magnífica institución, además a los compañeros del instituto: el maestro Hipólito, el maestro Juan, el Dr. Aragón, los jóvenes Ángel, Omar, Germán y Eliud; que nos brindaron su apoyo durante este proceso.

A mi esposa Joana Luna porque estoy seguro de que sin ella no sería quien soy ahora, que no me hubiera dedicado a lograr este paso tan importante en mi vida, y que con su ayuda hemos podido conquistar al mismo tiempo, te amo nunca lo olvides.

Y por último a la vida misma por permitirme ser parte de este grandioso mundo, por darme padres y una familia tan maravillosa, por darme amigos en los que puedo confiar y que nunca me dan la espalda cuando los necesito, por acercarme a la que hoy es mi esposa y que podamos ser felices muchos años más, por permitirme lograr terminar este paso y porque sigas dándome la oportunidad de seguir viviendo muchos años más.

Índice

1. Introducción.....	6
2. Estimación conjunta del gasto máximo y el volumen del escurrimiento en hidrogramas.....	8
2.1 Escurrimiento.....	8
2.2 Hidrogramas.....	9
2.3 Cálculo de la precipitación neta.....	11
2.3.1 Tiempo de concentración.....	11
2.4 Método racional.....	12
2.5 Hidrograma Unitario.....	12
2.5.1 Construcción del hidrograma unitario.....	13
2.6 Hidrogramas sintéticos.....	14
2.6.1 Hidrograma triangular del SCS.....	14
2.6.2 Hidrograma adimensional del SCS.....	15
2.6.3 Hidrograma de Témez.....	16
2.6.4 Hidrograma de Clark.....	16
2.7 Construcción de un hidrograma unitario a partir de otro diferente.....	17
2.8 Hidrogramas que relacionan el gasto máximo y el volumen del escurrimiento.....	17
2.8.1 Ajustes de funciones de probabilidad.....	20
2.8.2 Distribución Normal.....	23
2.8.3. Distribución Gumbel.....	23
2.8.4 Log Pearson tipo III.....	24
2.8.5 Distribución de Valores Extremos.....	25
2.9 Hidrograma a partir de Gastos medios diarios.....	25
3. Tránsito hidráulico de una avenida por el cauce de un río.....	27
3.1 Ecuaciones de Saint-Venant.....	27
3.2 Modelo matemático para flujo unidimensional.....	29
3.3 Método hidrológico.....	37
3.3.1 Método de Muskingum.....	37
4. Inundaciones pluviales.....	39
4.1 Causas de la precipitación.....	39
4.1.1 Ciclones tropicales.....	39
4.1.2 Lluvias orográficas.....	40

4.1.3 Lluvias invernales.	41
4.1.4 Lluvias convectivas.	42
4.2 Zonas de inundación	42
4.2.1 Topografía del terreno.	42
4.2.2 Tipo y características del suelo.	43
4.2.3 Cantidad e intensidad de agua precipitada.	44
4.2.4 Área de aportación de la cuenca.	44
4.3 Gastos sobre los bordos de un río.	45
4.3.1 Descarga libre.	45
4.3.2 Descarga ahogada.	46
5. Ejemplos de aplicación	48
5.1 Hidrogramas de entrada al tramo de interés del río Jamapa	48
5.2 Secciones transversales del tramo en estudio del río Jamapa.....	56
5.3 Tránsito de los hidrogramas de distinto período de retorno por el río Jamapa	59
5.4 Zonas inundadas.....	61
5.5 Valor esperado de la profundidad de las inundaciones a ambas márgenes del río Jamapa ...	64
5.6 Medida estructural para reducir las inundaciones	65
6. Conclusiones.	71
Bibliografía	73

1. Introducción.

El hombre a lo largo del tiempo ha buscado establecerse en lugares donde le sea fácil obtener el agua necesaria para subsistir, cerca de ríos y lagos, pero esto implica grandes riesgos, como son las inundaciones que amenazan la vida y las propiedades de las personas.

Las inundaciones pueden ocurrir de diversas formas, como pueden ser las pluviales que son consecuencia directa de la precipitación, otras son debido a la marea de tormenta, por la falla de un bordo de un río o por una mala operación de obras hidráulicas.

Para evitar las inundaciones o disminuir sus efectos negativos para la población, existen varias medidas de protección como son: medidas estructurales, obras llevadas a cabo para evitar o reducir las inundaciones; no estructurales, reglamentos y acciones que no requieren la construcción de obras, como puede ser el aviso oportuno para que los que viven en las riveras de ríos desalojen en la ocurrencia de una avenida.

Dichas medidas de protección requieren un estudio de las avenidas registradas con anterioridad y así evitar los daños que traen consigo las inundaciones.

El objetivo de este trabajo es aplicar uno de los métodos de construcción de Hidrogramas, ajustarlo a su función de probabilidad y extrapolarlo para diferentes períodos de retorno, ingresarlo a un programa del Instituto de Ingeniería para ver el tránsito de dicho hidrograma sobre un río y los volúmenes que se desbordan del mismo tanto para el bordo izquierdo como el derecho; y por último ver la altura que el agua puede llegar a alcanzar y la zona que más corre peligro por inundación.

El presente trabajo consta de 6 capítulos. En el primer capítulo se hace una breve descripción sobre el contenido de la tesis y su objetivo general.

En el segundo capítulo se describe la importancia de cuantificar los escurrimientos que fluyen en los ríos empleando para ello los Hidrogramas, también se describe la construcción de un hidrograma, y por último, se denotan qué son las funciones de probabilidad y cómo se ajusta un hidrograma para extrapolar en diferentes períodos de retorno.

En el tercer capítulo se ve el tránsito hidráulico de una avenida por un cauce, así como también se explica el método de Muskingum.

Lo que son las inundaciones pluviales y cómo obtener los volúmenes de escurrimiento en el cauce de un río se presenta en el cuarto capítulo.

En el quinto capítulo se puede encontrar un ejemplo de aplicación de los métodos utilizados en el Río Jamapa. Y en el capítulo 6, se incluyen las conclusiones del trabajo en general.

2. Estimación conjunta del gasto máximo y el volumen del escurrimiento en hidrogramas

En este capítulo se describe la importancia de cuantificar los escurrimientos que fluyen en los ríos que pasan por algunos sitios específicos durante un intervalo de tiempo determinado. En ello, se emplean gráficas que muestran el cambio en el tiempo del caudal del escurrimiento que atraviesa por un lugar fijo durante un cierto intervalo de tiempo (hidrograma).

2.1 Escurrimiento

Un aspecto fundamental para comprender el desplazamiento del agua sobre la superficie del suelo es el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico representa los diversos procesos que ocurren con el agua en el planeta, éste empieza con la evaporación que ocurre desde los océanos o con las aguas superficiales, el vapor se transporta y se condensa en la atmósfera hasta que se precipita sobre la superficie terrestre o los océanos, el agua precipitada puede ser atrapada por la vegetación, convertirse en flujo superficial, infiltrarse en el suelo, correr a través de él como flujo subsuperficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial, una parte del agua atrapada por la vegetación y las escorrentías superficiales se vuelve a evaporar. El agua infiltrada puede llegar a manantiales o deslizarse hacia ríos para formar escorrentía superficial, ésta puede llegar al mar o irse evaporando, haciendo que el ciclo reinicie.

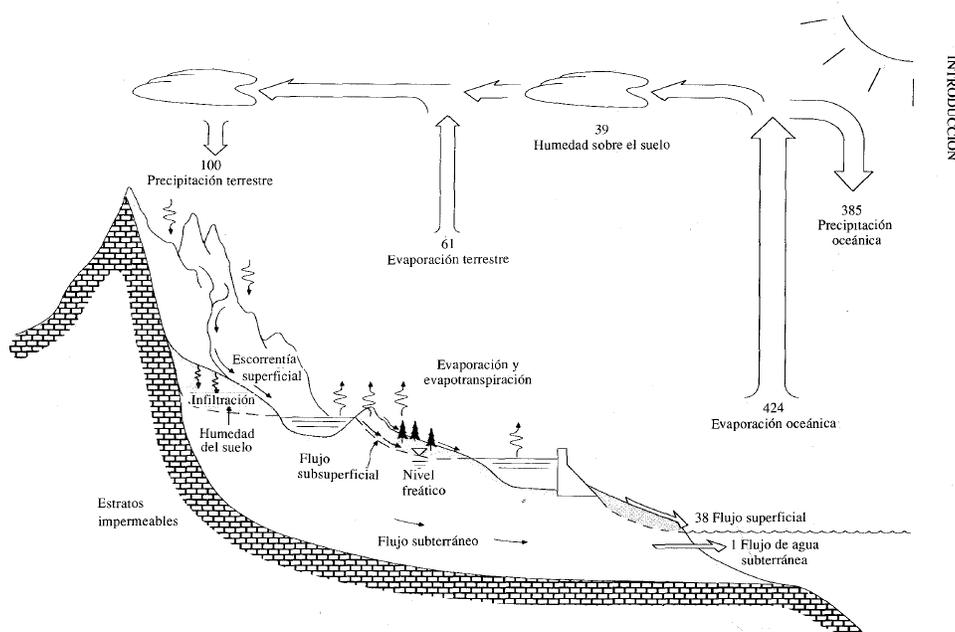


Figura 2.1 Ciclo hidrológico [Ven Te Chow, 2000]

Una vez que se conoce el ciclo del agua se deduce que el escurrimiento o escorrentía es originado principalmente por las lluvias y que se conduce por la superficie del suelo para

llegar a arroyos y ríos, es de vital importancia ya que recarga lagos y acuíferos. El escurrimiento ayuda a diversas actividades humanas como son: riego, abastecimiento de agua potable o almacenamiento; y a la naturaleza misma a mantener el balance hídrico del planeta. Sin embargo, demasiada agua puede causar daños y es que cuando las precipitaciones son largas y de gran intensidad, llegan a desbordarse los cauces naturales, afectando a la población cercana a éstos con inundaciones, que a su vez pueden traer problemas sanitarios, daños en las viviendas y bienes de las personas cercanas a la zona de inundación; e incluso en caso de crecidas repentinas de ríos, el desprendimiento de hogares, carreteras, puentes, en fin cualquier infraestructura no preparada para esto y en la situación más crítica pérdidas humanas.

El escurrimiento que se forma principalmente con el agua producto de la precipitación que fluye llega a una corriente efímera, intermitente o perenne, para finalmente acabar en el mar, un lago o presa. De acuerdo con el tipo de terreno donde escurre el agua, éste se puede dividir en: *superficial*, *subsuperficial* y *subterráneo*.

Los tipos de corriente ya mencionados se diferencian en:

- Efímera: Se presenta cuando llueve e inmediatamente después.
- Intermitente: Ocurre la mayor parte del tiempo, principalmente en época de lluvias.
- Perenne: Ocurre todo el tiempo, su caudal es alimentado por agua subterránea.

Diferencia entre los tipos de escurrimiento:

- El escurrimiento superficial o escorrentía es la parte del agua que escurre sobre el suelo y que llega a los cauces o ríos.
- El escurrimiento subsuperficial se caracteriza por que el agua se desliza a través de los horizontes superiores del suelo hacia las corrientes, de manera que una parte de este escurrimiento pueda llegar rápidamente a formar parte de las corrientes superficiales, mientras que otra le toma bastante tiempo unirse a ellas.
- El escurrimiento subterráneo es debido a la percolación profunda del agua en el suelo, llegando a mantos subterráneos, que posteriormente pueden descargar en corrientes fluviales.

Los diferentes tipos de escurrimiento pueden ser, tanto rápidos como lentos, lo cual afecta directamente al aforo de las corrientes naturales y se pueden clasificar de 2 maneras:

- Escurrimiento base: se forma por el escurrimiento subterráneo y el escurrimiento subsuperficial retardado.
- Escurrimiento directo: se forma por el escurrimiento superficial y el escurrimiento subsuperficial rápido, se considera como el resultado de la lluvia efectiva o en exceso de la que se hablará más adelante.

2.2 Hidrogramas

Se entiende por hidrograma a la representación gráfica de las variaciones de un caudal que pasa por una sección transversal del cauce de un río con respecto al tiempo mostradas en orden cronológico.

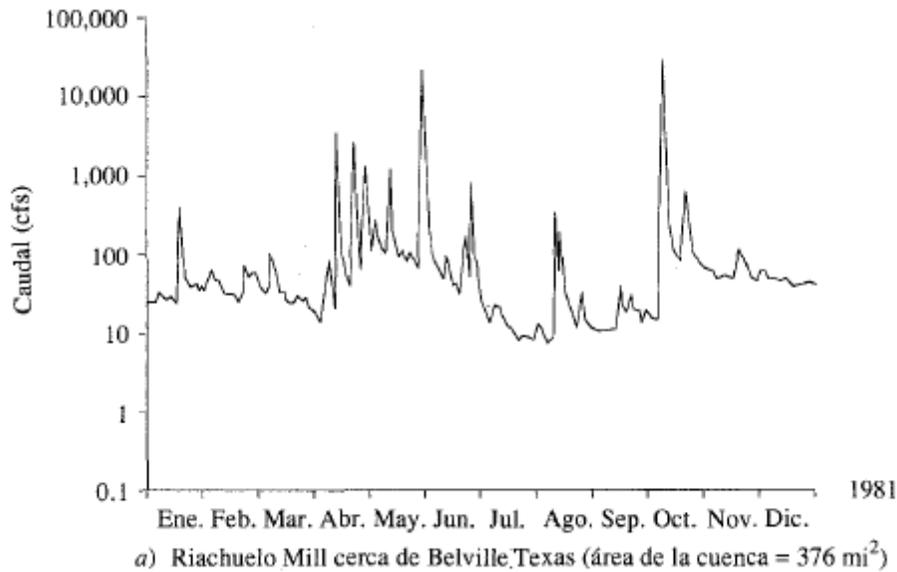


Figura 2.2 Hidrograma anual [Ven Te Chow, 2000]

La mayor parte de los hidrogramas de períodos de tiempo específicos son anuales y muestran el balance a largo plazo de la precipitación, la evaporación y el caudal en una cuenca. En ellos, claramente se pueden observar los picos originados por las tormentas, que como se describió anteriormente forman parte del escurrimiento directo, mientras que el flujo con pocas variaciones en el período de estiaje forma parte del escurrimiento base.

Cada pico en un hidrograma es el resultado de una tormenta y para conocer mejor el funcionamiento de una cuenca es necesario aislar estas tormentas y ver cómo se comporta el cauce que las transporta, esto se logra con un hidrograma de tormenta, cuyos principales componentes son:

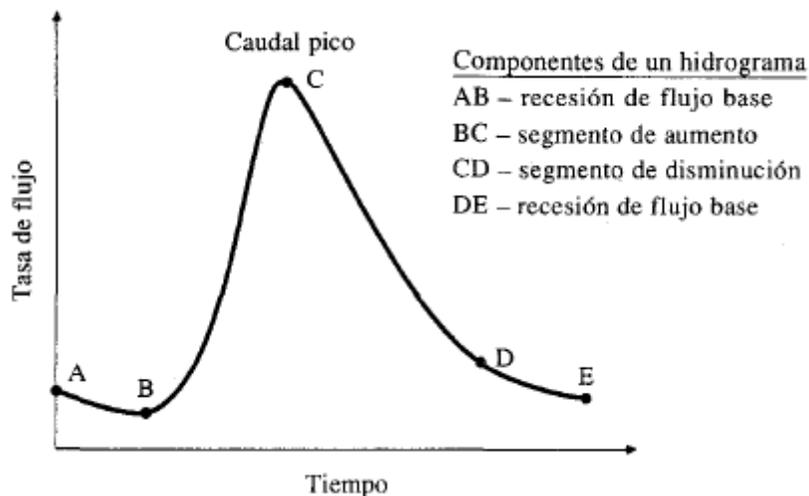


Figura 2.3 Hidrograma de tormenta [Ven Te Chow, 2000]

En el segmento AB el flujo base disminuye gradualmente antes de que comience la tormenta de manera intensa, el punto B marca el inicio del escurrimiento directo que

alcanza su punto más alto en C y termina en D, a partir del cual vuelve a ser el escurrimiento base el que se nota en el cauce estudiado.

2.3 Cálculo de la precipitación neta

Un hidrograma sirve para calcular el escurrimiento que genera una determinada precipitación. Los hidrogramas no sólo permiten estudiar la escorrentía durante una cierta precipitación (evento concreto), también se utilizan para conocer el funcionamiento de cuencas durante un período de tiempo más largo, un mes, 2 meses, un año, etc. (proceso continuo), o bien predecir una tormenta de diseño calculando el hidrograma de diseño, esto sirve para cualquier tipo de construcción de obras hidráulicas.

Para el estudio del escurrimiento en una cuenca se deben seguir estos 6 pasos.

1. Cálculo de la precipitación neta, (precipitación que va a generar escorrentía superficial).
2. Separación de la precipitación neta.
3. Estimación del caudal generado de la precipitación neta, (método racional, hidrograma sintético, hidrograma unitario).
4. Suma del caudal básico de la cuenca si es que existía.
5. Obtención del tránsito de la avenida.
6. Determinación de áreas inundables.

Durante un período de precipitación en una zona, no toda la precipitación generará escorrentía directa, parte de la precipitación quedará retenida sobre la vegetación, en depresiones superficiales o se infiltrará en el suelo.

Para el cálculo de la P neta, es necesario hacer estudios de la capacidad de infiltración en el suelo del agua, así que el S.C.S. (Soil Conservation Service) creó un método que mediante tablas y ecuaciones, evalúa el porcentaje de precipitaciones que produce escorrentía directa en función del: tipo de suelo, utilización de la tierra, pendiente y humedad previa en el suelo basada en las precipitaciones de 5 días anteriores.

2.3.1 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que tarda para que todos los puntos de la superficie en una cuenca contribuyan al caudal de salida de ésta.

Se han desarrollado múltiples ecuaciones que dan un valor aproximado al tiempo de concentración, entre ellas:

- Instrucción de carreteras 5.2-IC (España).

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \dots (2.1)$$

Donde: t_c Tiempo de concentración (horas).

L Longitud del cauce (km).

S Pendiente media (m/m).

- Kirpich (1997).

$$t_c = 3.98 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77} \dots (2.2)$$

Donde: t_c Tiempo de concentración (minutos).

L Longitud del cauce (km).

S Pendiente media (m/m).

- Bransby Williams (1993).

$$t_c = 14.6 * L * A^{-0.1} * S^{0.2} \dots (2.3)$$

Donde: t_c tiempo de concentración (minutos).

L Longitud del cauce (km).

S Pendiente media (m/m).

A Superficie de la cuenca (km^2).

2.4 Método racional

Si toda el agua que cae sobre una cuenca produjera escorrentía el caudal quedaría así:

$$Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) = I \left(\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right) A (\text{km}^2) 1/3.6 \dots (2.4)$$

Si la intensidad I es la precipitación real y no la neta, se tiene que aplicar un coeficiente de escorrentía C , ya que como explicamos anteriormente, no toda la precipitación llega al caudal:

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \dots (2.5)$$

Donde: Q Caudal (m^3/s)

C Coeficiente de escorrentía (0.1 a 0.7)

I Intensidad de precipitación (mm/h)

A Superficie de la cuenca (km^2)

Al ser tan simple este método sólo se puede utilizar para el cálculo de cuencas pequeñas y con precipitaciones de corta duración y homogéneas.

2.5 Hidrograma Unitario

Como su nombre lo indica, es el hidrograma de escurrimiento de una precipitación unitaria, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad de lluvia constante y un período de tiempo específico (1 mm durante una hora).

Los hidrogramas unitarios disponen de dos propiedades muy importantes, la propiedad de afinidad y la propiedad de aditividad.

La propiedad de afinidad dice: si se dispone de un hidrograma unitario de 1 mm en 1 hora, se puede construir un hidrograma para cualquier intensidad de precipitación.

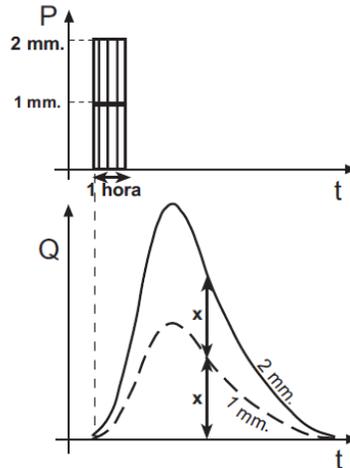


Figura 2.4 Propiedad de afinidad [Sánchez San Román, 2012]

La propiedad de aditividad dice: si se tiene un hidrograma unitario de 1 mm en 1 hora y se quiere encontrar el hidrograma para una lluvia de 1 mm en 2 horas, se dibujan 2 hidrogramas unitarios desplazados 1 hora en sentido horizontal y se suman las ordenadas de sus puntos.

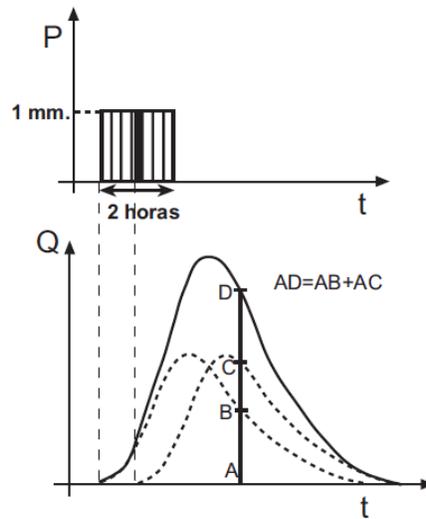


Figura 2.5 Propiedad de aditividad [Sánchez San Román, 2012]

Estas propiedades se pueden utilizar al mismo tiempo, así se puede dibujar fácilmente un hidrograma para cualquier precipitación.

2.5.1 Construcción del hidrograma unitario

A partir de datos de lluvias y caudales

Para la construcción de un hidrograma unitario se necesita tener los hidrogramas de diferentes precipitaciones y encontrar una que sea de corta duración y homogénea por toda la cuenca, se estudia el hidrograma generado para tal precipitación y se separa la escorrentía directa de la escorrentía básica, se calcula el volumen de esa escorrentía

directa y se divide entre el área de la cuenca, obteniendo la lámina de agua producida por dicha precipitación. Del hidrograma de la escorrentía directa se dividen las ordenadas entre la altura de la lámina de agua ya calculada, por último, del hietograma inicial se busca una precipitación correspondiente a la altura de la lámina de agua y ese será el tiempo correspondiente al hidrograma recién construido.

2.6 Hidrogramas sintéticos

Estos hidrogramas sirven para darse cuenta de cómo es que una precipitación homogénea y de corta duración, circula por una cuenca (por lo general pequeña). Todo esto a través de datos fisiográficos de la cuenca como son: superficie, pendiente media, longitud del cauce, etc.

Cuando no se dispone de hidrogramas medidos, se usan hidrogramas obtenidos en otros sitios. La forma del hidrograma es parecida a la de un triángulo, que proporciona el caudal de punta (Q_p), el tiempo base (t_b), y el tiempo en el que se produce la punta (t_p); además de la duración de la precipitación neta (de, D) y el tiempo de retardo (tr).

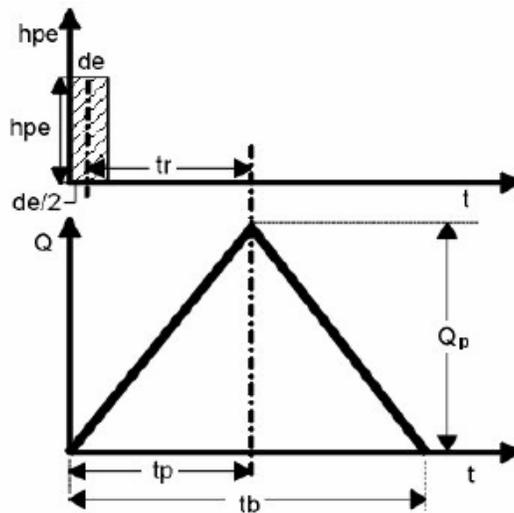


Figura 2.6 Hidrograma sintético forma triangular [Fuente: <http://clima.dicym.uson.mx/paglabhidra/ARCHIVOS/DENNIS/Tipos%20de%20hidrogramas.pdf>]

2.6.1 Hidrograma triangular del SCS

El SCS a través de estudios de varias cuencas llegó a las siguientes fórmulas:

Tiempo de la punta (horas)	t_p tiempo de la punta (h)
$t_p = 0.5D + t_r \approx 0.5D + 0.6t_c \dots (2.6)$	D duración de la precipitación neta (h)
Tiempo base (horas)	t_r tiempo de retardo (h)
$t_b = 2.67t_p \dots (2.7)$	t_c tiempo de concentración (h)
Caudal de la punta (m^3/s)	t_b tiempo base (h)
$Q_p = \frac{PA}{1.8t_b} \dots (2.8)$	Q_p Caudal de la punta (m^3/s)
	P Precipitación neta (mm)
	A superficie de la cuenca (km^2)

El coeficiente de tiempo base depende principalmente del tipo de terreno donde se encuentre la cuenca, siendo el 2.67 el más utilizado; a continuación los demás coeficientes propuestos por Wanielista (1997):

Zona urbana pendientes pronunciadas	$t_b = 2.25t_p$
Promedio SCS	$t_b = 2.67t_p$
Mezcla rural/urbano	$t_b = 3.25t_p$
Rural, colinas	$t_b = 4.33t_p$
Rural, pendientes suaves	$t_b = 6.5t_p$
Rural, muy plano	$t_b = 13t_p$

2.6.2 Hidrograma adimensional del SCS

El SCS a través de estudiar varios hidrogramas y transformando sus coordenadas para que el gasto pico fuese igual a 1 y el tiempo de la punta fuese 1, haciéndolos todos del mismo tamaño, llegó a la conclusión de que la mayoría de ellos tenía una forma similar al de la siguiente figura y que sus coordenadas son las siguientes.

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0.0	0.000	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.650
0.2	0.075	1.6	0.570
0.3	0.160	1.8	0.430
0.4	0.280	2.0	0.320
0.5	0.430	2.2	0.240
0.6	0.600	2.4	0.180
0.7	0.770	2.6	0.130
0.8	0.890	2.8	0.098
0.9	0.970	3.0	0.075
1.0	1.000	3.5	0.036
1.1	0.980	4.0	0.018
1.2	0.920	4.5	0.009
1.3	0.840	5.0	0.004

Tabla 2.1

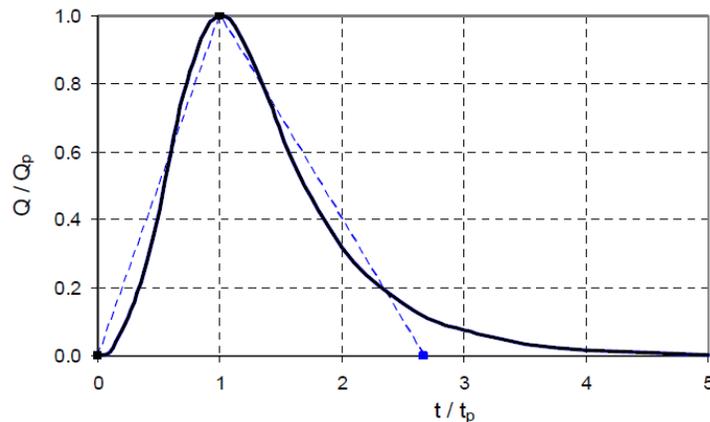


Figura 2.7 Hidrograma adimensional del SCS [Sánchez San Román, 2012]

Teniendo en cuenta que si dispone como dato del gasto pico y el tiempo de la punta de una precipitación en una cuenca, multiplicando ambos por sus respectivas coordenadas, se obtiene un hidrograma similar al que se esperaría en una cuenca real.

2.6.3 Hidrograma de Témez

Las fórmulas a utilizar son las siguientes:

Tiempo de retardo (horas) $t_r = \frac{3}{8}t_c - \frac{1}{8}D$ ó $t_r = 0.35t_c \dots (2.9)$	t_r tiempo de retardo (h)
Tiempo de la punta (horas) $t_p = 0.5D + t_r \dots (2.10)$	t_c tiempo de concentración (h) D Duración de la precipitación neta (h)
Tiempo base (horas) $t_b = D + t_c \dots (2.11)$	t_p tiempo de la punta (h)
Caudal de la punta (m^3/s) $Q_p = \frac{PA}{1.8t_b} \dots (2.12)$	Q_p Caudal de la punta (m^3/s) t_b tiempo base (h)
	P precipitación neta (mm) A superficie de la cuenca (km^2)

2.6.4 Hidrograma de Clark

Es un hidrograma sintético que genera el HU considerando el tiempo de retardo que genera la cuenca, éste también incluye el cálculo del tránsito de la precipitación, esto a través de líneas isócronas (líneas que surgen de unir los puntos de igual tiempo de traslado de una gota en la cuenca), el intervalo entre líneas (15 min, 30 min, 1 h, 2 h, etc.) y el número de líneas depende del tamaño de la cuenca en estudio.

Se calculan las áreas entre dichas líneas y bajo una precipitación unitaria se miden los volúmenes de agua generados, que junto con el tiempo que hay entre líneas isócronas, generan un gasto de entrada.

Se identifica cuál es el valor del coeficiente de almacenamiento de la cuenca y se dispone entonces a calcular el gasto de salida de la cuenca:

$$Q_i = \frac{I_{i-1} + I_i}{2}c + Q_{i-1}(1 - c), \quad \text{donde } c = \frac{2\Delta t}{2R + \Delta t} \dots (2.13)$$

Donde:

Q_i, Q_{i-1} Caudal de salida

I_{i-1}, I_i Caudal de entrada

Δt cambio en el tiempo

R coeficiente de almacenamiento del depósito

Se encuentra la media del gasto de salida por el mismo desplazado un Δt , ese será el resultado del hidrograma unitario.

2.7 Construcción de un hidrograma unitario a partir de otro diferente

La curva S o hidrograma S (HS) es un hidrograma generado bajo una precipitación unitaria de duración infinita. Ésta puede construirse gráficamente mediante la propiedad de aditividad, sumando una serie de HU iguales desplazados un intervalo de tiempo.

Los HS se refieren a una intensidad de precipitación, por lo cual siempre quedan en mm/h, cm/h, etc. Ejemplo: si el HU del que se construye el HS fuera de 1 mm en 1 hora, el HS resultante quedaría en 1mm/h, mientras que si el HU fuese de 1 mm en 4 horas, el HS quedaría de 0.25 mm/h.

En la construcción de un hidrograma y aplicando sus propiedades de aditividad y afinidad, se pueden construir de 2 formas distintas, cuando se tiene una precipitación neta de distinta duración.

Para el cambio en la precipitación neta bastará con multiplicar las ordenadas del hidrograma con el que se cuenta por el factor de conversión del hidrograma que se quiere por ejemplo: si se tiene uno de 1mm en 1 hora y se necesita uno para 3 mm en una hora, bastará con multiplicar las ordenadas del primer hidrograma por 3; ahora si se cuenta uno de 1 cm en una hora y se quiere uno de 1 pulgada en una hora, se dividen las ordenadas del primero entre 2.54.

Cuando se tiene un cambio en la duración se genera un HS para el HU con el que se tiene, este HS se desplaza un intervalo de tiempo, el cual es el que se busca y se restan sus ordenadas, las ordenadas resultantes se multiplican por el factor buscado y ese es el hidrograma buscado. Ejemplo: se tiene un HU de 1 mm en 1 hora y se busca uno de 1 mm en 3 horas, se genera su HS de 1mm/h, se restan las ordenadas del mismo HS desplazado un intervalo de tiempo de 3 horas, las ordenadas obtenidas se multiplican por 1/3 y ese es el hidrograma buscado.

2.8 Hidrogramas que relacionan el gasto máximo y el volumen del escurrimiento

Los datos de las precipitaciones y escurrimientos que se usan en los ajustes de probabilidad requieren de pruebas estadísticas para analizar sus características de homogeneidad e independencia.

a) Prueba de aleatoriedad

Una de las pruebas para demostrar que los datos que conforman la muestra son aleatorios; es decir, que un valor no dependa de uno anterior y que no afecta la ocurrencia de otro posterior, es la prueba de Anderson.

b) *Prueba de Anderson*

Esta prueba se basa en la determinación del coeficiente de autocorrelación serial r_k^j para diferentes tiempos de retraso k . Cuando se analiza un solo registro $j=1$, la ecuación para calcularlo es:

$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (x_i^j - \bar{x}^j)(x_{i+k}^j - \bar{x}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (x_i^j - \bar{x}^j)^2} \dots (2.14)$	j muestra de datos analizada k tiempo de retraso ($k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3}$) n_j número de datos de la muestra j \bar{x}^j media de la muestra j
---	--

Para un 95% de confianza los límites de r_k^j se obtienen con la siguiente ecuación:

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n_j - k - 1}}{n_j - k} \dots (2.15)$$

Con los valores estimados para r_k^j contra los tiempos de retraso k y los valores correspondientes a los límites de confianza, se elabora una gráfica llamada correlograma de la muestra. Si sólo el 10% de los valores de r_k^j sobrepasan los límites de confianza se consideran los datos de la muestra analizada como independientes.

c) *Pruebas de homogeneidad*

Las pruebas de homogeneidad sirven para revisar que los datos de una muestra sean de una única población, lo que haría factible obtener resultados representativos de ella. Las pruebas utilizadas para revisar la homogeneidad son: t de Student, Cramer y Helmer.

d) *Prueba de Helmer*

Consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento de la serie respecto a su media. Si una desviación de cierto signo es seguida por otra del mismo signo se dice que hubo una secuencia (S), por el contrario si una desviación de cierto signo es seguida por otra del signo contrario se dice que hubo un cambio (C). Si es homogénea la serie, la diferencia entre el número de secuencias y cambios debe estar dentro de los límites de un error probable, el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$S - C \cong \pm\sqrt{n - 1} \dots (2.16)$$

e) *Prueba t de Student*

Para esta prueba se divide la muestra en 2 partes iguales, se saca el valor del estadístico td con la siguiente fórmula:

$$td = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \dots (2.17)$$

Sí el valor de td es igual o menor al valor estadístico tc de la distribución t de Student de 2 colas de cuadro siguiente y con $n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad, es homogéneo.

Grados de libertad	Nivel de significancia (5%)	Grados de libertad	Nivel de significancia (5%)
1	12.706	18	2.101
2	4.303	19	2.093
3	3.182	20	2.086
4	2.776	21	2.080
5	2.571	22	2.074
6	2.447	23	2.069
7	2.365	24	2.064
8	2.306	25	2.060
9	2.262	26	2.056
10	2.228	27	2.052
11	2.201	28	2.048
12	2.179	29	2.045
13	2.160	30	2.042
14	2.145	40	2.021
15	2.131	60	2.000
16	2.120	120	1.980
17	2.110	∞	1.960
Para 2 colas (Tabla 2.2)			

f) Prueba de Cramer

Para ver si la prueba es homogénea se calcula el valor estadístico tk , el cual tiene una distribución t de Student de dos colas como el que se mostró anteriormente, con $v = n - 2$ grados de libertad, y se calcula con las siguientes ecuaciones.

$\bar{x}_k = \frac{\sum_{i=K+1}^{i=K+n} n_1}{n_1} \dots \dots \dots (2.18)$ $\tau_K = \frac{(\bar{x}_K - \bar{x})}{S} \dots \dots \dots (2.19)$ $tk = \left[\frac{n_1(n-2)}{n-n_1(1+(\tau_K)^2)} \right]^{1/2} (\tau_K) \dots \dots (2.20)$	<p>n Número de registros de toda la muestra \bar{x} Media de toda la muestra S Desviación estándar de toda la muestra n_1 Número de registros de la submuestra \bar{x}_K Media de la submuestra $K = n - n_1$ τ_K Parámetro que relaciona las medias de la muestra y submuestra</p>
--	---

Una vez obtenido el valor de tk se entra en el recuadro anterior y se obtiene un valor de nivel de significancia, dependiendo de los grados de libertad, si $tk < \text{nivel de significancia}$, los datos son homogéneos.

2.8.1 Ajustes de funciones de probabilidad

La aplicación de las funciones de probabilidad, tiene como objetivo determinar la magnitud de los parámetros de diseño que mejor se ajusten a los datos reales (por ejemplo las lluvias máximas registradas en una estación pluviométrica o pluviográfica, o bien los caudales máximos anuales de un río) y que su extrapolación a los períodos de retorno sean los más adecuados con la finalidad de determinar el gasto de diseño para la obra en cuestión.

Los resultados de ajustes de funciones de probabilidad tienen varios propósitos en la ingeniería, como pueden ser: diseño de presas, puentes, alcantarillados, estructuras de control; determinar el beneficio económico de proyectos, delinear planicies de inundación y determinar el efecto de invasiones o construcciones en éstas.

Las siguientes tablas (2.3, 2.4) incluyen, para cada distribución, la función de densidad de probabilidad y el rango de la variable, además de las ecuaciones para estimar los parámetros de la distribución a partir de los momentos de la muestra.

Distribución	Función de densidad de probabilidad	Rango	Ecuaciones de los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\mu = \bar{x}, \sigma = s_x$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$ donde $y = \log x$	$x > 0$	$\mu_y = \bar{y}, \sigma_y = s_y$
Exponencial	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$
Gamma	$f(x) = \frac{\lambda^\beta x^{\beta-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(\beta)}$ donde $\Gamma =$ función gamma	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{\bar{x}}{s_x^2}$ $\beta = \frac{\bar{x}^2}{s_x^2} = \frac{1}{CV^2}$

Tabla 2.3 Distribuciones de probabilidad [Ven Te Chow, 2000]

Distribución	Función de densidad de probabilidad	Rango	Ecuaciones para los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Pearson tipo III (gamma de tres parámetros)	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$ $\epsilon = \bar{x} - s_x \sqrt{\beta}$
Log Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)}}{x \Gamma(\beta)}$ donde $y = \log x$	$\log x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}},$ $\beta = \left[\frac{2}{C_s(y)}\right]^2$ $\epsilon = \bar{y} - s_y \sqrt{\beta}$ (Suponiendo que $C_s(y)$ es positivo)
Valor extremo tipo I	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]$	$-\infty < x < \infty$	$\alpha = \frac{\sqrt{6}s_x}{\pi}$ $u = \bar{x} - 0.5772\alpha$

Tabla 2.4 Distribuciones de probabilidad [Ven Te Chow, 2000]

Para hacer un ajuste de función de probabilidad se deben seguir los siguientes pasos:

1. Ordenar los datos de la serie de mayor a menor.
2. A cada valor de la serie se le debe asignar un valor de frecuencia empírica, siguiendo una distribución de probabilidad empírica como la ley de Weibull.
3. Se determinan los parámetros de ajuste de diferentes distribuciones de probabilidad teóricas, como son:
 - Normal.
 - Log Pearson tipo III
 - Distribución de Valores Extremos
 - Gumbel.
4. Los parámetros de ajuste de estas distribuciones de probabilidad se obtienen según los procedimientos adaptados para cada una de ellas entre los que se encuentran: Método de los momentos y Método de la máxima verosimilitud, que se detallarán más adelante.

Las técnicas de estimación de parámetros de las cuales se habla son:

2.8.1.1 Método de los momentos

Es un procedimiento que sirve para encontrar un estimador de uno o más parámetros poblacionales. Consiste en plantear un sistema de ecuaciones, cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar: Esto se hace al igualar los momentos poblacionales con los muestrales.

Los momentos muestrales se obtienen con las siguientes ecuaciones:

Media	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots (2.21)$
Varianza sesgada	$S_{seg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \dots (2.22)$
Varianza no sesgada	$S_{inseg}^2 = \frac{n}{n-1} S_{seg}^2 \dots (2.23)$
Coefficiente de asimetría Sesgado	$g_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(S_{seg}^2)^{3/2}} \dots (2.24)$
Coefficiente de asimetría no sesgado	$g_{insesg} = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} g_{sesg} \dots (2.25)$
Coefficiente de curtosis Sesgado	$k_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{seg}^2)^2} \dots (2.26)$
Coefficiente de curtosis no sesgado	$k_{insesg} = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} k_{sesg} \dots (2.27)$
Desviación estándar	$S = \sqrt{S^2} \dots (2.28)$
Coefficiente de variación	$CV = \frac{S}{\bar{x}} \dots (2.29)$

2.8.1.2 Método de la máxima verosimilitud.

Dice que el mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad debe ser el valor que maximice la verosimilitud o probabilidad conjunta de ocurrencia de una muestra observada. Supóngase que el espacio muestral se divide en intervalos de longitud dx y se toma una muestra de observaciones independientes e idénticamente distribuidas x_1, x_2, \dots, x_n . El valor de la densidad de probabilidad para $X=x_i$ es $f(x_i)$, y la probabilidad de que la variable aleatoria ocurra en el intervalo que incluye x_i es $f(x_i) dx$. Debido a que las observaciones son independientes, su probabilidad de ocurrencia conjunta está dada por la ecuación $P(A \cap B) = P(A)P(B)$, como el producto $f(x_1)dx f(x_2)dx \dots f(x_n)dx = [\prod_{i=1}^n f(x_i)]dx^n$, y puesto que el tamaño del intervalo dx es fijo, el maximizar la probabilidad conjunta de la muestra observada es equivalente a maximizar la función de verosimilitud.

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \dots (2.30)$$

Ya que la gran mayoría de las funciones de probabilidad son exponenciales, es conveniente trabajar con la función de logaritmo de la verosimilitud.

$$\ln L = \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \dots (2.31)$$

A continuación se detallan las **distribuciones teóricas de probabilidad**, con sus respectivos métodos de ajuste de parámetros.

2.8.2 Distribución Normal

Presenta la siguiente función de densidad de probabilidad.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots (2.32)$$

Los estimadores por momentos y máxima verosimilitud son:

$$\mu = \bar{x}$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \dots (2.33)$$

Los eventos de diseño se obtienen con la siguiente ecuación:

$$x_T = \mu + \sigma U_T \dots (2.34)$$

Donde, para una probabilidad de $0 < F(x) \leq 0.5$:

$$U_T = V - \frac{b_0 + b_1V + b_2V^2}{1 + b_3V + b_4V^2 + b_5V^3} \dots (2.35)$$

$$V = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{[F(x)]^2} \right\}} \dots (2.36)$$

$$F(x) = \frac{1}{T} \dots (2.37)$$

Con los siguientes valores:

$$b_0 = 2.515517, b_1 = 0.802853, b_2 = 0.010328, b_3 = 1.432788, b_4 = 0.189269, b_5 = 0.001308.$$

Para una probabilidad: $0.5 < F(x) \leq 1$ se cambia la ecuación (2.36) quedando:

$$V = \sqrt{\ln \left\{ \frac{1}{[1 - F(x)]^2} \right\}} \dots (2.38)$$

Por último se le cambia el signo al valor obtenido de U_T .

2.8.3. Distribución Gumbel.

Presenta la siguiente función de densidad de probabilidad.

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \dots (2.39)$$

Los estimadores por momentos son:

$$\mu = \bar{x} - 0.45S \dots (2.40)$$

$$\alpha = 0.78S \dots (2.41)$$

Los estimadores por máxima verosimilitud son:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \dots (2.42)$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \dots (2.43)$$

$$y_i = \frac{x_i - \mu}{\alpha} \dots (2.44)$$

Los criterios de convergencia son:

$$\frac{P}{\alpha} \cong 0, -\frac{R}{\alpha} \cong 0$$

Los incrementos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\partial\mu_j = (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_j}{n} \dots (2.45)$$

$$\partial\alpha_j = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_j}{n} \dots (2.46)$$

A partir de estos incrementos se calculan los nuevos valores con las siguientes ecuaciones:

$$\mu_{j+1} = \mu_j + \partial\mu_j \dots (2.47)$$

$$\alpha_{j+1} = \alpha_j + \partial\alpha_j \dots (2.48)$$

Los eventos de diseño para esta distribución se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$x_T = \mu - \alpha * \ln\{-\ln[F(x)]\} \dots (2.49)$$

2.8.4 Log Pearson tipo III

Presenta la siguiente función de densidad de probabilidad.

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)}}{\Gamma(\beta)} \dots (2.50)$$

Para esta distribución se toman los logaritmos de la información hidrológica, $y = \log x$. Se calcula la media \bar{y} , la desviación estándar s_y , y el coeficiente de asimetría C_s . El factor de frecuencia depende del período de retorno T y del coeficiente de asimetría C_s . Cuando $C_s = 0$ el factor de frecuencia es igual a la variable normal estándar U_t . Cuando $C_s \neq 0$, K_T se aproxima:

$$K_T = U_t + (U_t^2 - 1)k + \frac{1}{3}(U_t^3 - 6U_t)k^2 - (U_t^2 - 1)k^3 + U_t k^4 + \frac{1}{3}k^5 \dots (2.51)$$

Donde $k = C_s/6$

El valor de U_t para un período de retorno dado se calcula con la ecuación (2.35)

Los eventos de diseño para esta distribución se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$y_T = \bar{y} + K_T * s_y \dots (2.52) \quad x_T = 10^{y_T} \dots (2.53)$$

2.8.5 Distribución de Valores Extremos

Presenta la siguiente función de densidad de probabilidad.

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right] \dots (2.54)$$

Para este tipo de distribución se utiliza la siguiente expresión.

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \dots (2.55)$$

Los eventos de diseño para esta distribución se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$x_T = \bar{x} + K_T s \dots (2.56)$$

2.9 Hidrograma a partir de Gastos medios diarios.

Al haber en la mayor parte de las bases de datos hidrométricos en México, gastos medios diarios, es muy conveniente este método de análisis, que analiza dichos datos y los convierte en Hidrogramas de tormentas para la cantidad de días que se requiera.

Para hacer el análisis en una cuenca, primero se tienen que ubicar las estaciones hidrométricas dentro de la misma, se analizan los datos que estas estaciones tienen, deben de tener 20 años o más de recolección de datos, en cada año deben de tener al menos un 90% de datos completos, las que no lleguen a cumplir con dichos parámetros no sirven para el análisis.

De las estaciones que si cumplan los criterios anteriores, se obtienen sus gastos medios promedios para 2, 3, 4, 5, 6, ..., n días que se consideren necesarios y se obtendrá un gasto máximo anual para cada uno.

Cuando ya se tienen los gastos máximos anuales promedio para cada grupo de días (2, 3, 4, ..., n) se obtienen los acumulados para cada gasto máximo anual, de forma que el de 2 días se multiplica por 2, el de 3 días se multiplica por 3 y así sucesivamente.

Una vez que se obtienen los gastos máximos anuales acumulados, se les ajusta a cada serie de días (2, 3, 4, ..., n), la función de probabilidad que menor error estándar tenga y se extrapolan para los períodos de retorno deseados.

Los gastos resultantes para cada día ahora deberán ser restados por su día anterior hasta llegar a 1, es decir al de n días se le resta el de $n-1$ días, al de 4 días se le resta el de 3 días, etc., para cada período de retorno deseado.

Por último estos datos se acomodan de manera que tengan la forma de un hidrograma, para esto se analizan los datos históricos de cada estación y el que tenga una forma más adecuada es el que se utiliza como similar, de manera que el punto más alto siempre lo va a tener el dato que aparezca en 1 día.

3. Tránsito hidráulico de una avenida por el cauce de un río

En este capítulo se verá el cálculo de una avenida por un cauce desde un enfoque hidráulico, que describe la forma en que fluye una precipitación a lo largo de un río, dando altura y volúmenes de agua transportada. Se utilizan las ecuaciones de Saint Venant y se les da solución empleando un modelo numérico implícito que está basado en un criterio Lagrangiano. Así como algunos aspectos del método hidráulico de Muskingum.

El tránsito de avenidas es el movimiento de una onda que se ocasiona al trasladarse una creciente, principalmente causada por lluvias en la parte alta de una cuenca. Conforme avanza la onda aguas abajo, hace que los niveles de agua y velocidad de la misma aumenten, alcanzando su nivel máximo cerca del tiempo en que pasa el pico o gasto máximo de la avenida. Por lo anterior es importante calcular el tránsito de avenidas, obtener el gasto, el nivel y la velocidad a lo largo del río en un instante dado. El nivel de agua de una creciente es necesario porque este nivel delinea la planicie de inundación y determina la altura requerida por estructuras tales como puentes, diques, etc. y porque el diseño de cualquier estructura de almacenamiento de la creciente tal como un embalse de detención o estanque requiere de una estimación del hidrograma de flujo de entrada.

Existen dos tipos de enfoque para el tránsito de avenidas. Uno de ellos es el llamado método hidrológico, que se basa en simplificaciones de las ecuaciones fundamentales, siendo el más conocido el método de Muskingum. Estos métodos se usan principalmente en estudios preliminares, en tramos relativamente cortos o cuando se dispone de poca información del río.

El otro enfoque en el que se va a profundizar en este capítulo es el del tránsito hidráulico con el que se resuelven las ecuaciones de Saint-Venant, que se obtienen a partir de las ecuaciones de cantidad de movimiento y conservación de masa. Los modelos de tránsito hidráulico de avenidas pueden utilizarse para describir la transformación de la lluvia en escorrentía en una cuenca para producir el hidrograma de flujo a la salida de ésta, y luego tomar dicho hidrograma como la información de entrada en el extremo de la corriente aguas arriba de un río o un sistema de tuberías y transitarla hacia el extremo de la corriente aguas abajo.

Cabe mencionar que actualmente existen dos factores que han modificado el avance en este tema: la accesibilidad de programas de cómputo y la disponibilidad de información topográfica obtenida con apoyo de los sistemas de información geográfica, que proporciona una buena calidad de información, aunque si se tuviera información más precisa de topografía y rugosidad, de aforos y mediciones de caudales, así como datos con información más confiable de puentes, alcantarillas, etc. Se lograrían mejores resultados.

3.1 Ecuaciones de Saint-Venant

Las ecuaciones de Saint-Venant describen el flujo unidimensional no permanente en un canal abierto, que son aplicables para el tránsito hidráulico.

Las siguientes suposiciones son necesarias para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant:

1. El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en la dirección longitudinal del canal.
2. Se supone que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
3. El eje longitudinal del canal es aproximadamente una línea recta.
4. La pendiente del fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo.
5. Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que relaciones tales como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.
6. El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo.

Las ecuaciones de Saint-Venant tienen varias formas simplificadas, cada una de las cuales define un modelo de tránsito distribuido unidimensionalmente. Las variaciones de las ecuaciones en sus formas conservativas y no conservativas se usan para definir varios modelos de tránsito hidráulico de flujos unidimensionales, tal como se muestran en la siguiente tabla.

Resumen de las ecuaciones de Saint-Venant*

Ecuación de continuidad

Forma conservativa
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Forma no conservativa
$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Ecuación de momentum

Forma conservativa

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$$

Término de aceleración local	Término de aceleración convectiva	Término de fuerza de presión	Término de fuerza gravitacional	Término de fuerza de fricción
------------------------------------	---	------------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------------

Forma no conservativa (elemento de ancho unitario)

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$$

─────────────────────────────────── Onda cinemática
 ─────────────────────────────────── Onda de difusión
 ─────────────────────────────────── Onda dinámica

* Despreciando flujo lateral, cortante por viento, pérdidas por corrientes de eddy y suponiendo que $\beta = 1$.

Tabla 3.1 Resumen de las ecuaciones de Saint-Venant [Ven Te Chow, 2000]

Las ecuaciones anteriores comúnmente se resuelven con procedimientos numéricos como son los esquemas de diferencias finitas, el método de las características o el método del elemento finito. Una de las soluciones es el modelo matemático para flujo unidimensional, basado en el método de las características y del cual se hablará más adelante. Estos métodos describen en forma precisa el proceso de tránsito tanto en el tiempo como en el espacio pero requieren información detallada de rugosidades, geometría del cauce, condiciones de frontera y de técnicas numéricas un poco complejas; los principales factores que determinan la selección del método para realizar un tránsito son los datos disponibles y la información de salida que se requiera.

También existen programas de cómputo que ayudan en la resolución del tránsito hidráulico de avenidas en un cauce, entre los que se encuentran:

- 1) HEC RAS.
- 2) Info Works River Simulation.

3.2 Modelo matemático para flujo unidimensional

Un flujo unidimensional se considera cuando un flujo de agua se presenta en un río con tirantes pequeños y pendientes suaves, logrando que el componente vertical de la velocidad del agua sea pequeño en comparación al horizontal. Bajo esta consideración los tirantes y velocidades para distintos tiempos en cualquier punto del río en estudio, se pueden obtener empleando un modelo numérico implícito como el que se presenta a continuación, que está basado en un criterio Lagrangiano, considerando que los volúmenes de control son constantes en el espacio.

El método puede ser consultado en la publicación 22 de la Comisión Federal de Electricidad, flujo subcrítico.

Las ecuaciones a utilizar son: la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento y la ecuación de continuidad.

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} = B \frac{\partial y}{\partial t} \dots (3.1)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = - \left[\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + S_f \right] \dots (3.2)$$

Donde:

Y elevación de la superficie del agua respecto a un plano horizontal de referencia (suma del tirante más la cota de plantilla), en m.

A área hidráulica, en m^2 .

V velocidad media, en m/s.

B ancho de la superficie libre, en m.

g aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

S_f pendiente de la línea de energía, en m/m.

x distancia longitudinal, en m.

t tiempo, en s.

Para escribir las ecuaciones anteriores (3.1, 3.2) en diferencias finitas se toman en cuenta los volúmenes de control mostrados en la siguiente figura.

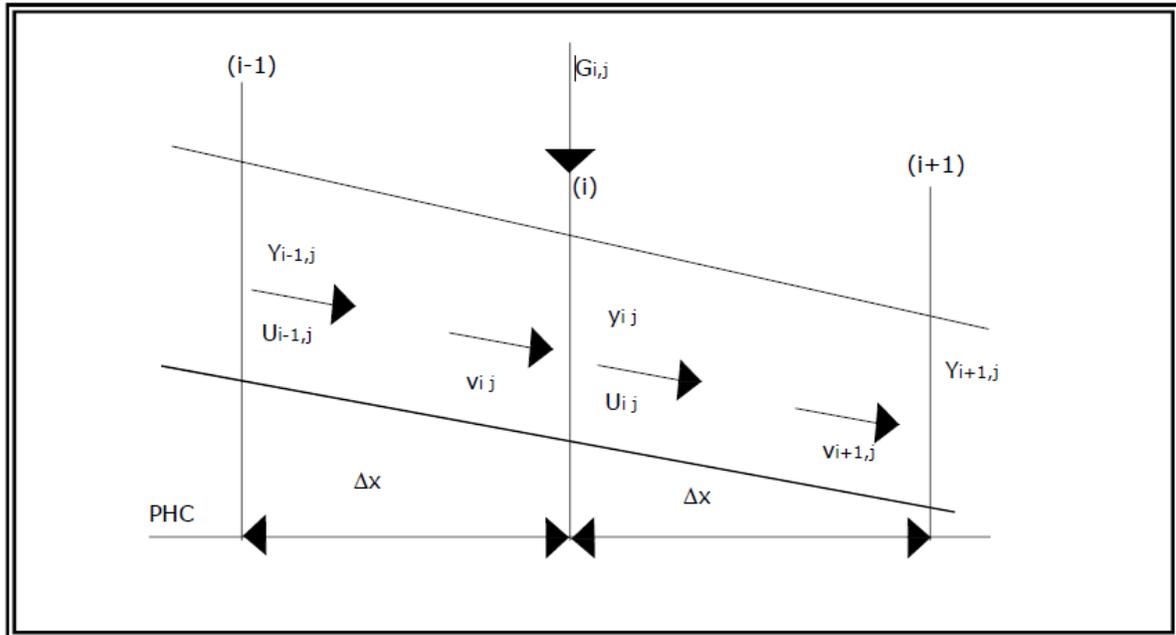


Figura 3.1 Secciones a lo largo del cauce (“Métodos Hidráulicos e Hidrológicos para el Tránsito de Avenidas en Cauces”, Ravelo, 2005)

Se establece entonces que las elevaciones del agua en la sección (i) y en la (i+1) son respectivamente $Y_{i,j}$ y $Y_{i+1,j}$. Además, en la sección (i) la velocidad de ingreso a ella es $V_{i,j}$ y la de salida $U_{i,j}$ y se supone que en la misma puede entrar a un cauce o salir de él un gasto $G_{i,j}$ (es positivo cuando es gasto de entrada y negativo si es gasto de salida hacia el exterior del cauce).

Las variables del flujo de agua están referidas al instante $t = j\Delta t$, donde Δt es el intervalo de tiempo y a la distancia $x = i\Delta x$, siendo Δx la longitud entre las secciones (i) e (i+1).

Debido a que las elevaciones y velocidades cambian con el tiempo y la posición, los términos de las ecuaciones 3.1 y 3.2 se pueden escribir en diferencias finitas de la siguiente forma:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \dots (3.3)$$

$$\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = \left(\frac{U_{i,j} + V_{i+1,j}}{2} \right) \left(\frac{V_{i+1,j+1} - U_{i,j+1}}{\Delta x_i} \right) \dots (3.4)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{2g\Delta t} [(U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) - (U_{i,j} + V_{i+1,j})] \dots (3.5)$$

$$S_f = \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| (U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) \dots (3.6)$$

$$\frac{\partial Av}{\partial x} = \frac{A_{i+1,j} V_{i+1,j+i} - A_{i,j} U_{i,j+1}}{\Delta x_i} \dots (3.7)$$

$$B \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{B_{i+1,j} + B_{i,j}}{4\Delta t} [(Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1}) - (Y_{i+1,j} + Y_{i,j})] \dots (3.8)$$

Donde θ es un factor de peso ($0 < \theta \leq 1$) que sirve para obtener promedios ponderados en el tiempo, con la finalidad de mejorar la aproximación de las derivadas temporales.

Sustituyendo las ecuaciones 3.7 y 3.8 en la ecuación 3.1 y las ecuaciones 3.3 a 3.8 en la ecuación 3.2 se obtiene:

$$A_{i,j} U_{i,j+1} - A_{i+1,j} V_{i+1,j+1} = \frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1,j} + B_{i,j}) (Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1} - Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \dots (3.9)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) = \\ & = \frac{V_{i+1,j+1} + U_{i,j+1}}{2g\Delta x} (U_{i,j} - V_{i+1,j}) + \frac{1}{2g\Delta t} (U_{i,j} + V_{i+1,j} - U_{i,j+1} - V_{i+1,j+1}) \dots (3.10) \end{aligned}$$

La última expresión se puede escribir como:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta x_i} - \frac{1}{2g\Delta t} - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^3} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right) U_{i,j+1} + \left(\frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta x_i} - \frac{1}{2g\Delta t} - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^3} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right) V_{i+1,j+1} = \\ & \frac{\theta}{\Delta x_i} (Y_{i+1,j+1} - Y_{i,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x_i} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) - \frac{1}{2g\Delta t} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \dots (3.11) \end{aligned}$$

Como se nota las ecuaciones 3.9 y 3.11 forman un sistema lineal no homogéneo con incógnitas $U_{i,j+1}$ y $V_{i+1,j+1}$ que se pueden escribir como:

$$a_{11} U_{i,j+1} + a_{12} V_{i+1,j+1} = b_1 \dots (3.12)$$

$$a_{22} U_{i,j+1} + a_{22} V_{i+1,j+1} = b_2 \dots (3.13)$$

Siendo:

$$a_{11} = A_{i,j} \dots (3.14)$$

$$a_{12} = A_{i+1,j} \dots (3.15)$$

$$a_{22} = \frac{U_{i,j} - V_{i+1,j}}{2g\Delta X} - \frac{1}{2g\Delta t} - \frac{1}{4} \frac{n^2}{r_{i,j}^3} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \dots (3.16)$$

$$b_1 = e_1 Y_{i+1,j+1} + e_1 Y_{i,j+1} + f_1 \dots (3.17)$$

$$b_2 = e_2 Y_{i+1,j+1} + e_2 Y_{i,j+1} + f_2 \dots (3.18)$$

$$e_1 = \frac{\Delta x_i}{4\Delta t} (B_{i+1,j} + B_{i,j}) \dots (3.19)$$

$$f_1 = e_1(Y_{i+1,j} + Y_{i,j}) \dots (3.20)$$

$$e_2 = \frac{\theta}{\Delta x_i} \dots (3.21)$$

$$f_2 = \frac{1 - \theta}{\Delta x_i} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) - \frac{1}{2g\Delta t} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \dots (3.22)$$

La solución del sistema de ecuaciones formado por las ecuaciones 3.12 y 3.13 se da de la forma siguiente:

$$U_{i,j+1} = \frac{b_1 a_{22} - b_2 a_{12}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} = \frac{1}{a_{11} - a_{12}} b_1 - \frac{a_{12}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} b_2 \dots (3.23)$$

$$V_{i+1,j+1} = \frac{b_2 a_{11} - b_1 a_{22}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.24)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.17 y 3.18 en las anteriores, da lugar a dos expresiones fundamentales del método:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j} Y_{i,j+1} + Q_{i,j} Y_{i,j} + R_{i,j} \dots (3.25)$$

$$V_{i+1,j} = S_{i,j} Y_{i+1,j+1} - T_{i,j} Y_{i,j+1} + W_{i,j} \dots (3.26)$$

En las cuales:

$$P_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} - e_2 a_{12}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.27)$$

$$Q_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} + e_2 a_{12}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.28)$$

$$R_{i,j} = \frac{f_1 a_{22} - f_2 a_{12}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.29)$$

$$S_{i,j} = \frac{-e_1 a_{22} + e_2 a_{11}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.30)$$

$$T_{i,j} = \frac{e_1 a_{22} + e_2 a_{11}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.31)$$

$$W_{i,j} = \frac{-f_1 a_{22} + f_2 a_{11}}{a_{22}(a_{11} - a_{12})} \dots (3.32)$$

Como se ve en la figura 3.1 la ecuación de continuidad en la sección i para el gasto promedio de entrada en el tiempo es:

$$\bar{G} = \theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j} \dots (3.33)$$

Se puede escribir:

$$A_{i,j} U_{i,j+1} + \theta G_{i,j+1} + (1 - \theta) G_{i,j} = A_{i,j} V_{i,j+1}$$

Al considerar las ecuaciones 3.25 y 3.26 se establece que:

$$T_{i-1,j}Y_{i-1,j+1} + (Q_{i,j} - S_{i-1,j})Y_{i,j+1} + P_{i,j}Y_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}}(\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta)G_{i,j}) \dots (3.34)$$

La cual es una ecuación lineal con tres incógnitas planteada para la sección i localizada entre la segunda y la penúltima sección del tramo en estudio que puede ser escrita como:

$$a_{i-1,i} = T_{i-1,j} \dots (3.35)$$

$$a_{i,i} = Q_{i,j} - S_{i-1,j} \dots (3.36)$$

$$a_{i+1,i} = P_{i,j} \dots (3.37)$$

$$b_{i,j} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}}(\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta)G_{i,j}) \dots (3.38)$$

Al plantear la ecuación 3.34 para las secciones intermedias del tramo en estudio se forma un sistema de ecuaciones lineales tridiagonal cuyas incógnitas son las elevaciones del agua $Y_{i,j+1}$. Ya que se resuelve este sistema, con las expresiones 3.25 y 3.26 se obtienen las velocidades de flujo $U_{i,j+1}$ y $V_{i+1,j+1}$.

1. Condiciones de frontera.

De acuerdo con el método de las características para el cálculo del flujo no permanente a superficie libre en régimen subcrítico, se requiere de una condición de frontera aguas arriba y otra aguas abajo.

1.1. Condiciones de frontera aguas arriba.

En la primera sección ($i=1$) el gasto es conocido. De modo que el gasto promedio de entrada (Ec. 3.33) es igual al de salida $A_{1,j}U_{1,j+1}$; por lo tanto:

$$A_{1,j}U_{1,j+1} = \theta G_{1,j+1} + (1 - \theta)G_{1,j}$$

Al tomar en cuenta la ecuación 3.25 ($i=1$):

$$A_{i,j}(P_{1,j}Y_{2,j+1} + Q_{i,j}Y_{1,j+1}R_{1,j}) = \theta G_{1,j+1} + (1 - \theta)G_{1,j} \dots (3.39)$$

Por lo cual, el término independiente y los coeficientes de la primera ecuación del sistema de ecuaciones quedan:

$$a_{11} = Q_{1,j} \dots (3.40)$$

$$a_{12} = P_{1,j} \dots (3.41)$$

$$b_1 = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{1,j}}(\theta G_{1,j+1} + (1 - \theta)G_{1,j}) \dots (3.42)$$

1.2. Condición de frontera aguas abajo.

Se considerará como condición de frontera una elevación conocida de la superficie, sea y_f , así:

$$y_{M+1,j+1} = y_{M+1,j} = y_f \dots (3.43)$$

La velocidad de flujo según la ecuación 3.26 del último tramo ($i=M$):

$$V_{M,j+1} = S_{M-1,j}Y_F - T_{M-1,j}Y_{M,j+1} + W_{M-1,j} \dots (3.44)$$

Al proponer en la penúltima sección la ecuación de continuidad ($i=M$):

$$A_{M,j}V_{M,j+1} + \theta G_{M,j+1} + (1 - \theta)G_{M,j} = A_{M,j}U_{M,j+1}$$

$$T_{M-1,j}Y_{M-1,j+1} + (Q_{M,j} - S_{M-1,j})Y_{M,j+1} = W_{M-1,j} - R_{M,j} - P_{M,j}Y_F$$

Por lo que el término independiente y los coeficientes de la ecuación M son:

$$a_{M,M-1} = T_{M-1,j} \dots (3.45)$$

$$a_{M-1,M-1} = Q_{M-1,j} - S_{M-2,j} \dots (3.46)$$

$$b_M = W_{M-1,j} - R_{M,j} - P_{M,j}Y_F \dots (3.47)$$

La siguiente ecuación se usa para asegurarse que la descarga de esta sección sea con una elevación de agua igual o mayor a la mínima ($h_{c,j}$ para el instante j).

$$h_{c,j+1} = \frac{A_{c,j+1}}{B_{c,j+1}} = \frac{V_{M,j+1}^2}{g} \dots (3.48)$$

Donde V_M se obtiene con la ecuación 3.26 ($i=M$)

$$V_{M,j+1} = S_{M,j}Y_F - T_{M,j}Y_{M,j+1} + W_{M,j}$$

Donde:

$A_{c,j}$ y $B_{c,j}$ son el área y el ancho de superficie correspondiente al tirante crítico.

$V_{M,j+1}$ es la velocidad de entrada a la sección $M + 1$.

Por lo que Y_F será:

$$Y_F = \begin{cases} h_F + Z_F & \text{sí } h_f > h_{c,j+1} \\ h_{c,j} + Z_F & \text{sí } h_f \leq h_{c,j+1} \end{cases} \dots (3.49)$$

Donde:

Z_F y h_F son la elevación del fondo de la sección $i = M + 1$.

h_F es el tirante conocido en tal sección.

2. Sistema de ecuaciones lineales.

Con lo que se vio anteriormente, el sistema de ecuaciones lineales tridiagonal a resolver es el siguiente:

Sección $i = 1$

$$a_{11} = Q_{1,j}$$

$$a_{12} = P_{1,j}$$

$$b_1 = -R_{1,j} + \frac{1}{A_{1,j}} (\theta G_{1,j+1} + (1 - \theta) G_{1,j})$$

Secciones intermedias $i = 2, M - 1$

$$a_{i-1,i} = T_{i-1,j}$$

$$a_{i,i} = Q_{i,j} - S_{i-1,j}$$

$$a_{i+1,i} = P_{i,j}$$

Sección penúltima $i = M$

$$a_{M,M-1} = T_{M-1,j}$$

$$a_{M,M} = Q_{M,j} - S_{M-1,j}$$

$$b_M = W_{M-1,j} - R_{M,j} + P_{M,j} V_F$$

3. Solución del sistema de ecuaciones lineales.

Se utilizará el algoritmo de Thomas, por lo que es necesario seguir estos 4 pasos:

- Paso 1: Formación del sistema de ecuaciones lineales.

El sistema con N ecuaciones está dado de esta manera:

Para: $i = 1$
 $f_i = a_{i,i}$
 $g_i = a_{i,i+1}$

Para: $i = 2, N - 1$
 $e_i = a_{i,i-1}$
 $f_i = a_{i,i}$
 $g_i = a_{i,i+1}$

Para: $i = N$
 $e_i = a_{i,i-1}$
 $f_i = a_{i,i}$

Los términos independientes se representan con b_i .

- Paso 2: Transformaciones hacia abajo.

Para: $k = 2, N$
 $f_k = f_k f_{k-1} - g_{k-1} e_k$

$$g_k = g_k - f_{k-i}$$

$$b_k \quad b_k f_{k-1} - b_{k-1} e_k$$

- Paso 3: Cálculo del valor de la incógnita N .

$$X_N = b_N / f_N$$

- Paso 4: Cálculo de otras incógnitas.

Para $k = N - 1, 1$ (disminuyendo de 1 en 1)

$$X_k = (b_k - g_k X_{k+1}) / f_k$$

En conclusión los pasos a seguir para este modelo matemático son:

1. Leer datos de coeficientes de rugosidad, distancias entre secciones, de las secciones transversales de fondo, etc.
2. Considerar y_F .
3. Hacer $j = 1$.
4. Leer valores iniciales de elevaciones de agua y velocidades:

$$Y_{i,1}, U_{i,1}, V_{i+1,1}$$

5. Leer el hidrograma de entrada en la primera sección (cada Δt):

$$G_{1,1}, G_{1,2}, G_{1,3}, \dots$$

6. Desde $i = 1$ hasta M calcular las siguientes incógnitas con las expresiones 3.27 a 3.32

$$P_{i,j}, Q_{i,j}, R_{i,j}, S_{i,j}, T_{i,j} \text{ y } W_{i,j}$$

7. Definir los coeficientes $a_{i,j}$ y los términos independientes b_i del sistema de ecuaciones lineales con las expresiones 3.48 a 3.58.
8. Con los pasos 1 a 4 resolver el sistema de ecuaciones lineales.
9. De $i = 1$ a M hacer:

$$Y_{i,j+1} = X_i$$

10. Considerar $Y_{M+1,j+1} = Y_F$.

11. Desde $i = 1$ hasta $M - 1$ calcular:

$$U_{i,j+1} \text{ con la ecuación 3.25.}$$

$$V_{i+1,j+1} \text{ con la ecuación 3.26.}$$

12. Para $i = M$ calcular $V_{i,j+1}$ con la ecuación 3.26.

13. Si se desea escribir los resultados ir al siguiente paso, de otro modo ir al paso 15

14. Escribir $j + 1$ y desde $i = 1$ hasta M

$$Y_{i,j+1}, U_{i,j+1}, V_{i+1,j+1}$$

15. Hacer $j = j + 1$

16. Si $j > N$ continuar en el paso 18, de no ser así ir al paso siguiente

17. Ir al paso 4

18. Fin

3.3 Método hidrológico.

Estos métodos utilizan la ecuación de continuidad y una relación entre el almacenamiento con el gasto de salida, dependen de uno o más parámetros cuyos valores son particulares del tramo del río en estudio; y la mayoría se plantea a partir de un hidrograma de entrada y otro a la salida del río.

Se aplica la ecuación de continuidad en el río donde se relaciona el cambio en el almacenamiento con la diferencia entre el gasto en una sección aguas arriba y otra aguas abajo, asociando el almacenamiento y los gastos.

A su vez los requerimientos computacionales y de información para estos métodos son mínimos, pero sus resultados son limitados en exactitud, además que no toman en cuenta cambios de geometría en las secciones ni efectos de remansos.

A continuación se describe el método más conocido y usado que es el método de Muskingum.

3.3.1 Método de Muskingum.

Este método considera al canal como un depósito donde el agua tarda un cierto tiempo en recorrerlo, además de que tiene la capacidad de retener cierta cantidad de agua en el mismo, por lo que la ecuación inicial sería:

$$\text{Volumen de entrada} - \text{Volumen de salida} = \Delta \text{ almacenamiento} \dots (3.50)$$

Si se divide entre Δt :

$$Q \text{ entrada} - Q \text{ salida} = \frac{\Delta \text{ almacenamiento}}{\Delta t} \dots (3.51)$$

Si se dice que I es el gasto de entrada, O es el gasto de salida y $S_i - S_{i-1}$ es $\Delta \text{ almacenamiento}$ entonces la ecuación queda:

$$I - O = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \dots (3.52)$$

Como los caudales I y O no son constantes a lo largo del Δt considerado, se considera al caudal de entrada y de salida como la media de los valores al principio y al final de Δt , por lo que la ecuación anterior (3.52) queda:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \dots (3.53)$$

En el método de Muskingum al depósito donde se genera el almacenamiento se le descompone en dos partes, "almacenamiento en prisma" proporcional al caudal de salida; y "almacenamiento en cuña", que es función de la diferencia entre el caudal de entrada y el de salida:

$$S_{prisma} = K O \dots (3.54a)$$

$$S_{cuña} = b (I - O) \dots (3.54b)$$

Donde:

- K Constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en prisma.
 b Constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en cuña.

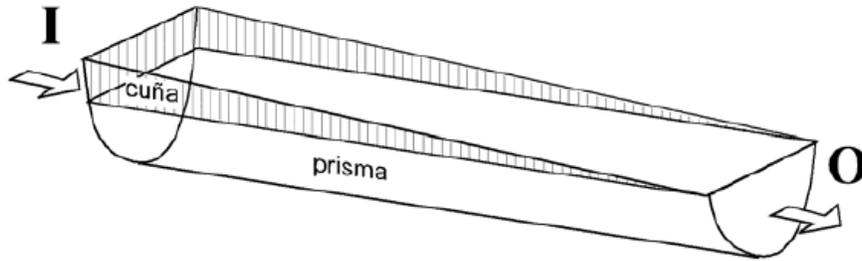


Figura 3.2 Almacenamiento en un cauce según el método de Muskingum [Sánchez San Román, Tránsito de Hidrogramas <http://hidrologia.usual.es>]

Sumando los almacenamientos en prisma y cuña:

$$\begin{aligned} S &= S_{prisma} + S_{cuña} \\ &= KO + b(I - O) = bI + (K - b)O = K \left[\frac{b}{K}I + \frac{K - b}{K}O \right] = \\ &= K \left[\frac{b}{K}I + \left(1 - \frac{b}{K} \right) O \right] \dots (3.55) \end{aligned}$$

Si se dice que $X = b/K$, la ecuación 3.55 queda:

$$S = K[XI + (1 - X)O] \dots (3.56)$$

Sustituyendo la ecuación 3.56 en 3.53:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{K[XI_i + (1 - X)O_i] - K[XI_{i-1} + (1 - X)O_{i-1}]}{\Delta t} \dots (3.57)$$

Despejando O_i de 3.57:

$$O_i = I_i \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} + I_{i-1} \frac{KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} + O_{i-1} \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} \dots (3.58)$$

La expresión 3.58 se reduce para simplificar de la siguiente manera:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1} \dots (3.59)$$

Donde:

- O_i, I_i Caudales de entrada y salida tras el tiempo Δt .
 O_{i-1}, I_{i-1} Caudales de entrada y salida al final del Δt anterior.

$$C_0 = \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

$$C_1 = \frac{KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

4. Inundaciones pluviales.

En este capítulo se describen los principales tipos de inundaciones, algunas afectaciones que le acarrearán a la sociedad y dónde se pueden localizar; y por último se describe el cálculo de los gastos de salida de un río por desbordamiento y sus volúmenes de inundación que generan estos gastos.

Una inundación es la ocupación temporal por parte del agua de zonas que normalmente están libres de ésta, ya sea por desbordamiento de ríos, por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de mareas o por las olas causadas por maremotos (tsunamis).

Las inundaciones tienen distintas repercusiones para la gente y el gobierno del lugar afectado, las más directas son las pérdidas materiales o humanas. Cabe mencionarse que hay zonas que resultarán más afectadas que otras a la hora de una inundación, esto se debe a las características topográficas, la ubicación y la infraestructura del lugar, así como la cercanía a cuerpos o corrientes de agua, o a lugares con antecedentes de problemas de inundación.

Además de las afectaciones directas de una inundación, se producen serias repercusiones indirectas, en su mayoría económicas, ya que impiden que se lleven a cabo actividades comerciales de forma temporal o definitivamente, causando pérdidas de empleos o fuentes de ellos; también se ven afectadas estructuras viales.

Las inundaciones pluviales ocurren como consecuencia de la precipitación, cuando el terreno se ha saturado y el agua de lluvia excedente comienza a acumularse, con una permanencia de horas e inclusive días. Su principal característica es que dicha acumulación es debida al agua precipitada sobre esa zona y no la que llegase a escurrir de alguna otra región, como puede ser la parte alta de una cuenca. La magnitud de dicha inundación depende principalmente de la intensidad de la lluvia, su distribución en espacio y tiempo, tamaño y forma de la cuenca hidrológica; además de las características del suelo, vegetación, drenaje natural o artificial.

4.1 Causas de la precipitación.

Como ya se ha visto en capítulos previos, las precipitaciones forman parte del ciclo hidrológico y ayudan a conservar el balance natural en la Tierra, pero las precipitaciones tienen patrones que pueden ser reconocidos y que se generan por las siguientes causas:

4.1.1 Ciclones tropicales.

Los ciclones tropicales pueden provocar tormentas de larga duración, del orden de varios días y abarcar gran terreno, por ello son causa de inundaciones en las principales cuencas del país, especialmente las cercanas al Golfo de México o al Océano Pacífico.

Las regiones donde se originan los ciclones se les conocen como zonas ciclogénicas. Los que llegan a México provienen de la sonda de Campeche, Golfo de Tehuantepec, Caribe y sur de las islas Cabo Verde.



Figura 4.1 Ciclón tropical aproximándose por el Golfo de México [Fuente: <http://www.atlasnacionalderiesgos.gov.mx/index.php/riesgos-hidrometeorologicos/ciclones-tropicales-huracanes>].

Un porcentaje alto de la población y de los centros de toma de decisión federales se encuentran en el altiplano como es el caso de la Ciudad de México y su alrededores, misma que se encuentra a 250 km de la costa, a 2250 m sobre el nivel del mar y protegida del embate directo de los ciclones del Pacífico y del Atlántico por barreras montañosas muy altas por ambos lados. De esta manera, una gran cantidad de mexicanos perciben un ciclón tropical como una día con llovizna continua en los alrededores de la capital cuando, al mismo tiempo, los compatriotas costeros están sujetos a efectos ocasionalmente dramáticos (Rosengaus, 1998). Los huracanes arrastran consigo enormes cantidades de humedad que al precipitarse, generalmente con mayor intensidad cuando el ciclón encuentra una barrera montañosa, provocan fuertes tormentas y deslizamientos de tierra. El huracán Pauline tuvo intensidades de lluvia de 120 mm/h y lámina total de 414 mm.

4.1.2 Lluvias orográficas.

Se produce por el ascenso de una columna de aire húmedo al encontrarse con barreras montañosas, en este ascenso el aire se enfría, lo que da lugar a su condensación y posteriormente la precipitación en el lado por donde sopla el viento (barlovento).

En la distribución de las lluvias el relieve es un factor importante, ya que puede actuar como una barrera que modifica la dirección de los vientos. Esta distribución de precipitación es irregular entre las dos vertientes de una misma cadena montañosa y más cuando su eje es perpendicular a la dirección de los vientos dominantes.



Figura 4.2 Lluvia orográfica [http://www.ecured.cu/index.php/Lluvia_orogr%C3%A1fica].

Dentro de la República Mexicana existe un accidentado relieve orográfico que gracias a su orientación trastoca enormemente las características de la lluvia, logrando que ésta sea mucho más intensa cerca del océano Pacífico y del Golfo de México, y no tanto en el altiplano central de nuestro país.

4.1.3 Lluvias invernales.

Son aquellas relacionadas con el desplazamiento de frentes de aire frío que proceden de la zona del Polo Norte. En los frentes fríos la masa de aire empuja a la otra masa caliente que la hace elevarse enérgicamente, esta drástica ascensión origina chubascos fuertes y tormentas. La zona más afectada en el país por este tipo de lluvia es la noroeste, sin embargo también se ven afectadas la vertiente del Golfo y la península de Yucatán.

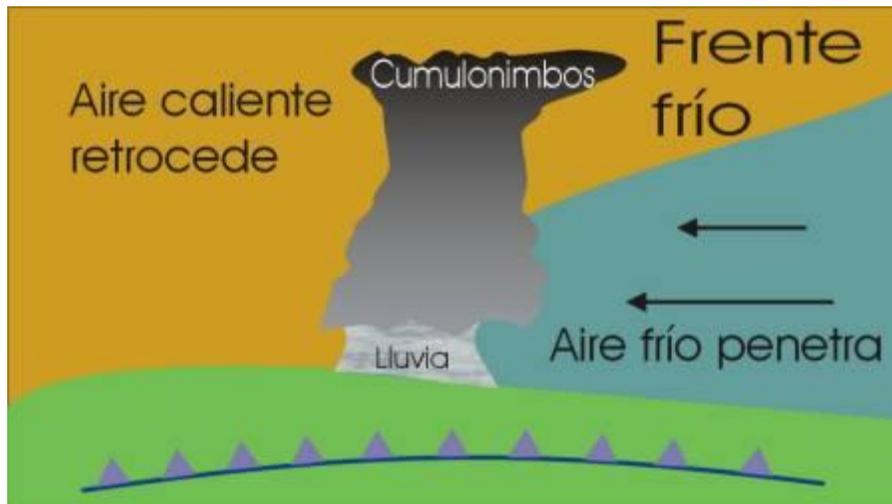


Figura 4.3 Frente frío [<http://www.fondear.org/infonautic/mar/Meteo/Frentes/Frentes.htm>].

4.1.4 Lluvias convectivas.

Se originan con el calentamiento de la superficie terrestre, se tiene que notar que algunas regiones de la superficie absorben mejor el calor de los rayos solares, provocando que este tipo de lluvias se dé más en ciudades donde el concreto y el asfalto ocupan una gran superficie terrestre. El aire al entrar en contacto con estas “zonas cálidas” se calienta más que en los alrededores, dando lugar a corrientes verticales. Estas corrientes se enfrían rápidamente en la capa de la troposfera, produciendo así la condensación del vapor de agua y la formación de nubes densas. Este tipo de lluvia es muy típica de la Ciudad de México, causando inundaciones en las zonas de menor elevación.



Figura 4.4 Inundación en D.F.
[http://www.dgcs.unam.mx/boletin/bdboletin/2012_214.html].

4.2 Zonas de inundación

La importancia de ubicar las zonas de inundación radica en la construcción de infraestructura necesaria para mitigar los efectos de una inundación o incluso evitarlas. Esto debido a que normalmente se construyen estructuras para proteger una región, por lo que muchas veces esto lleva a que éstas causen afectaciones en otros sitios, en las que se debe hacer un análisis integral o del conjunto que cubra la totalidad del área que llegaría a ser anegada.

Los principales factores que indican donde se encontrarán dichas zonas, son la topografía del terreno en estudio, el tipo de suelo, la cantidad de agua precipitada o intensidad de ésta y el área de aportación de la cuenca.

4.2.1 Topografía del terreno.

Dentro del estudio de las inundaciones, la topografía del terreno es el factor de mayor relevancia, ya que el agua escurre naturalmente por gravedad hacia las zonas de menor elevación, también se pueden detectar encharcamientos debido a cunetas, pendiente del terreno, etc.

Dentro del estudio de la topografía del terreno, actualmente se cuenta con varias herramientas para hacer menos complicado, rápido y con buena precisión dichos estudios. Algunas herramientas son:

- Sistemas de información geográfica (SIG):
- Vuelos LIDAR.
- Estudios de topografía.
- Cartas topográficas.

Cabe mencionar que una de las principales deficiencias en México es la falta de estudios topográficos así como la actualización para ciertos períodos de tiempo, ya que el país es muy cambiante, lo cual afecta a gran parte del territorio nacional, contando con buena información sólo las partes más urbanizadas del mismo.

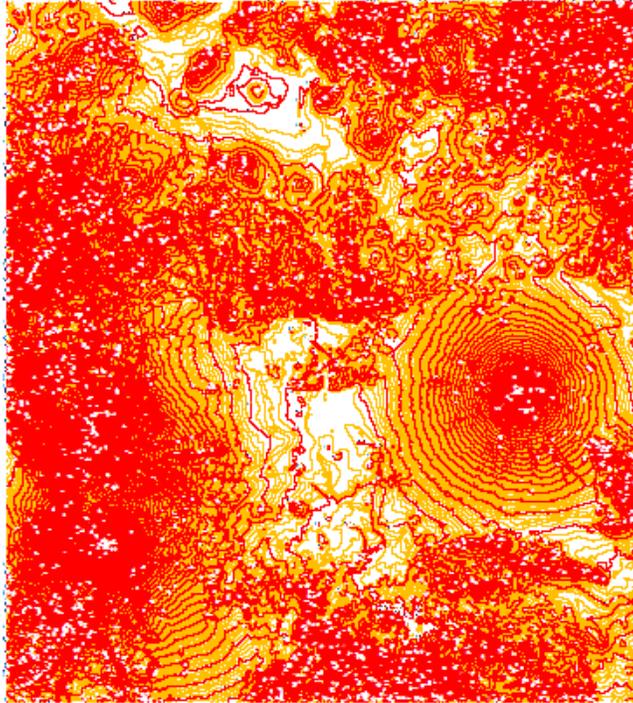


Figura 4.5 Curvas de nivel Río Atoyac [Instituto de Ingeniería, 2015].

4.2.2 Tipo y características del suelo.

Otro de los factores importantes para el estudio de inundaciones, es el tipo y características del suelo que exista en la zona, ya que conociendo esto es posible saber o suponer la cantidad de agua que puede escurrir, la capacidad de infiltración, la interceptación por vegetación u obras humanas (paredes, banquetas, casas, etc.), el almacenamiento de la humedad en el suelo, el flujo subsuperficial, la evotranspiración y percolación.

Una de las características de suelo más influyentes para el estudio de las inundaciones es el uso de suelo, que pueden ser:

- Barbecho.
- Cultivos en surco.
- Cereales finos.

- Legumbres.
- Pradera natural o pastizal.
- Pradera permanente.
- Bosque.
- Cascos de hacienda.
- Caminos de terracería.
- Caminos con pavimentos duros.
- Superficie impermeable.

Además que también depende de la humedad que el suelo tenga en días adyacentes, como pueden ser: seca, media o condición promedio, húmedas o saturadas.

4.2.3 Cantidad e intensidad de agua precipitada.

La cantidad e intensidad de agua precipitada influye directamente en el área de inundación, la cantidad porque puede saturar los suelos o llenar los sistemas de alcantarillados u obras preventivas logrando que el agua sobrante inunde la zona. La intensidad influye en que al haber mucha precipitación en poco tiempo, las corrientes naturales o artificiales se vuelvan violentos torrentes, llevándose consigo lo que se encuentre a su paso. A su vez la cantidad de agua precipitada sirve para calcular los volúmenes de inundación y los niveles máximos que puede alcanzar el agua sobre el terreno.

4.2.4 Área de aportación de la cuenca.

La influencia del área de aportación de la cuenca influye debido a que al ser más grande mayor recepción de lluvia puede tener y por lo tanto los volúmenes de agua serán mayores con respecto a una de menor tamaño, a su vez hay que tener en cuenta si la cuenca en estudio tiene una salida natural o si será necesario crear una artificial para evitar las inundaciones.

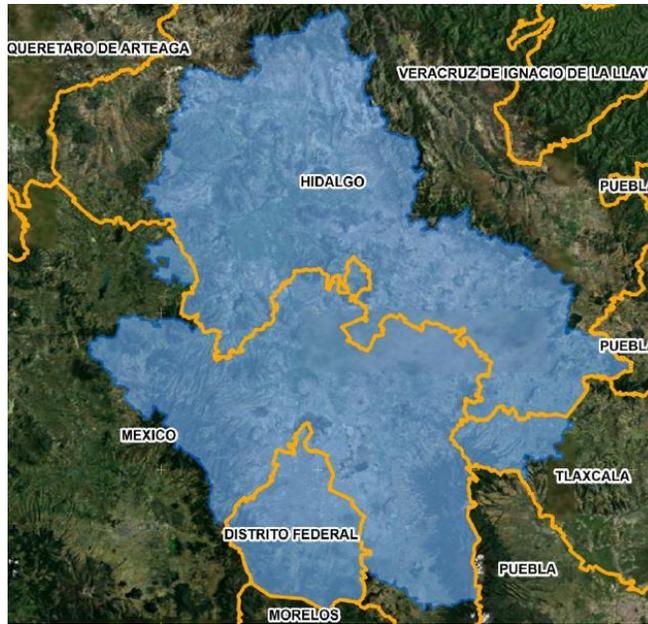


Figura 4.5 Cuenca del Valle de México [Rogerio Mireles Morales, 2013].

4.3 Gastos sobre los bordos de un río.

Cuando una avenida extraordinaria pasa sobre el cauce de un río, cabe la posibilidad de que esta misma sobrepase los bordos del río, ocasionando que el agua se salga hacia los costados, si la avenida tiene un largo período de tiempo así como un gran volumen de agua, puede ocasionar inundaciones en las zonas aledañas al río como se vio en el apartado anterior.

El agua que excede la altura de los bordos se le conoce como un gasto de salida del río. Este gasto se calcula con base en la ecuación de un vertedor de cresta ancha, su cálculo puede corresponder a una descarga libre o a una ahogada de acuerdo a las elevaciones del agua en el río y en la llanura cercana a él.

4.3.1 Descarga libre.

Donde Z_R, Z_C, Z_L son las elevaciones del agua en el río, del bordo, y del nivel del agua en la llanura respectivamente (figura 4.6 y 4.7).

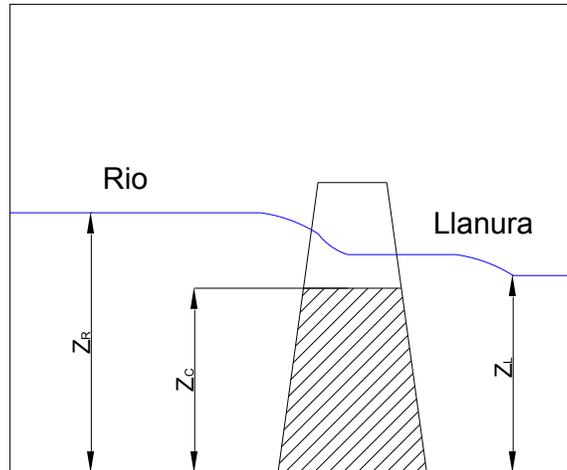


Figura 4.6 Descarga libre

Si se cumple:

$$\frac{2}{3}(Z_R - Z_C) > Z_L - Z_C \dots (4.1)$$

Entonces el gasto se obtiene por medio de la ecuación siguiente:

$$G = \phi_L(Z_R - Z_C)^{1.5} \dots (4.2)$$

Donde :

$$\phi_L = \mu_L b \sqrt{2g} \dots (4.3)$$

Donde:

b Longitud del bordo donde existe vertido (m).

g La aceleración de la gravedad (m/s^2).

μ_L Un coeficiente de descarga (aproximadamente 0.54).

4.3.2 Descarga ahogada.

Para este caso:

$$\frac{2}{3}(Z_R - Z_C) < Z_L - Z_C \dots (4.4)$$

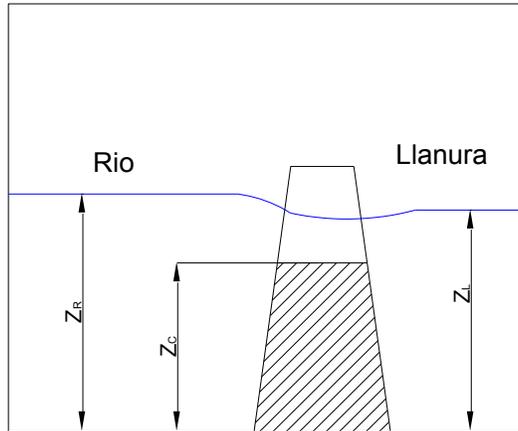


Figura 4.6 Descarga ahogada

El gasto se calcula con la siguiente ecuación:

$$G = \phi_A(Z_L - Z_C)\sqrt{Z_R - Z_L} \dots (4.5)$$

Donde:

$$\phi_A = \mu_A b \sqrt{2g} \dots (4.6)$$

Siendo μ_A un coeficiente de descarga para el caso cuando:

$$\frac{2}{3}(Z_R - Z_C) = Z_L - Z_C \dots (4.7)$$

Las ecuaciones 4.2 y 4.5 deben dar el mismo gasto. Para ello, se requiere cumplir que:

$$\phi_L(Z_R - Z_C)^{1.5} = \phi_A(Z_L - Z_C)\sqrt{Z_R - Z_L} \dots (4.8)$$

Simplificando 4.7 en 4.8 queda:

$$\phi_L = \phi_A \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2}\right)^{1/2} = 0.3849 \phi_A$$

Ya con los gastos sobre los bordos calculados y considerando el tiempo que persisten, se obtiene el volumen de inundación de la avenida transitada por el cauce.

5. Ejemplos de aplicación

Aplicación al río Jamapa en el estado de Veracruz. Para ejemplificar los métodos vistos se hace un ejercicio, sobre el Río Jamapa en Veracruz, de desbordamiento de éste.

5.1 Hidrogramas de entrada al tramo de interés del río Jamapa

Se emplean Hidrogramas para gastos medios diarios descritos en el Capítulo 2, ellos se transitan por el cauce del río Jamapa con el Modelo matemático para flujo unidimensional planteado en el capítulo 3 y por último se calcula la altura de inundación en áreas aledañas al río como se mencionó en el capítulo 4.

Los hidrogramas se obtuvieron con el método de gastos medios diarios para 10 días, con la información obtenida del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de CONAGUA, de las estaciones 28039 y 28040, “Paso del Toro” y “El Tejar” respectivamente. Se obtuvieron los gastos máximos anuales para 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 días de la tabla 5.1.

Año	Máximos anuales									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1952	456.00	448.35	440.30	410.03	376.14	348.33	324.40	302.05	310.72	317.91
1953	279.40	240.55	206.80	182.28	166.84	153.23	141.45	137.68	134.06	130.25
1954	467.90	377.40	312.40	289.13	287.58	284.43	284.79	270.66	263.07	262.96
1955	566.20	549.90	445.70	398.30	395.50	395.15	374.39	352.50	344.51	353.17
1956	348.40	331.70	317.40	287.65	269.12	267.92	268.29	266.60	253.26	241.67
1957	326.00	272.05	217.77	201.73	198.98	188.37	178.69	169.59	162.50	155.48
1958	470.80	449.80	383.77	342.98	334.02	316.30	299.40	284.76	267.71	259.17
1959	399.40	382.25	362.73	346.30	326.36	308.98	291.21	280.84	269.49	261.58
1960	457.10	431.85	387.33	363.48	331.50	308.08	290.94	274.75	259.39	248.38
1961	448.50	408.75	349.47	315.50	283.76	256.60	250.17	245.60	235.73	224.24
1962	329.90	278.40	251.03	220.58	209.34	200.33	185.27	170.22	156.93	145.61
1963	275.50	271.50	223.47	194.80	171.74	152.67	138.60	128.05	120.65	114.00
1964	204.30	175.40	158.17	145.90	133.23	121.22	116.01	108.20	103.64	106.06
1965	201.20	183.50	157.80	141.76	133.12	124.51	117.79	111.36	106.93	105.81
1966	378.60	350.65	316.63	308.58	283.92	258.20	237.81	220.40	207.77	195.45
1967	387.90	364.05	340.33	317.88	311.74	293.53	268.66	246.43	227.75	211.98
1968	221.20	206.50	181.77	165.13	151.30	152.02	151.37	150.11	144.10	138.88
1969	616.00	543.50	488.40	458.03	416.20	392.45	397.77	395.33	390.37	376.67
1970	403.60	396.85	373.07	331.15	310.64	290.87	267.51	246.44	228.59	214.19
1971	195.90	181.70	150.48	132.56	121.01	118.48	116.62	113.94	110.43	106.90
1972	747.00	658.05	602.80	505.60	443.52	400.17	368.59	343.73	323.74	306.66

Tabla 5.1 Gastos Máximos Anuales de la estación “Paso del Toro”.

Se obtienen los gastos máximos anuales acumulados para cada día, consignados en la tabla 5.2.

Acumulados										
Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1952	456.00	896.70	1320.90	1640.10	1880.70	2090.00	2270.80	2416.40	2796.50	3179.10
1953	279.40	481.10	620.40	729.10	834.20	919.39	990.17	1101.40	1206.50	1302.51
1954	467.90	754.80	937.20	1156.50	1437.90	1706.60	1993.50	2165.30	2367.60	2629.60
1955	566.20	1099.80	1337.10	1593.20	1977.50	2370.90	2620.70	2820.00	3100.60	3531.70
1956	348.40	663.40	952.20	1150.60	1345.60	1607.50	1878.00	2132.80	2279.30	2416.70
1957	326.00	544.10	653.30	806.90	994.90	1130.20	1250.80	1356.70	1462.50	1554.84
1958	470.80	899.60	1151.30	1371.90	1670.10	1897.80	2095.80	2278.10	2409.40	2591.70
1959	399.40	764.50	1088.20	1385.20	1631.80	1853.90	2038.50	2246.70	2425.40	2615.80
1960	457.10	863.70	1162.00	1453.90	1657.50	1848.50	2036.60	2198.00	2334.50	2483.80
1961	448.50	817.50	1048.40	1262.00	1418.80	1539.60	1751.20	1964.80	2121.60	2242.40
1962	329.90	556.80	753.10	882.30	1046.70	1202.00	1296.87	1361.74	1412.34	1456.12
1963	275.50	543.00	670.40	779.20	858.72	916.02	970.18	1024.38	1085.84	1140.00
1964	204.30	350.80	474.50	583.60	666.13	727.33	812.04	865.60	932.72	1060.62
1965	201.20	367.00	473.40	567.04	665.58	747.05	824.56	890.91	962.40	1058.12
1966	378.60	701.30	949.90	1234.30	1419.60	1549.20	1664.70	1763.22	1869.92	1954.51
1967	387.90	728.10	1021.00	1271.50	1558.70	1761.20	1880.60	1971.43	2049.74	2119.81
1968	221.20	413.00	545.30	660.50	756.50	912.10	1059.60	1200.90	1296.87	1388.84
1969	616.00	1087.00	1465.20	1832.10	2081.00	2354.70	2784.40	3162.60	3513.30	3766.70
1970	403.60	793.70	1119.20	1324.60	1553.20	1745.20	1872.60	1971.50	2057.30	2141.86
1971	195.90	363.40	451.45	530.25	605.05	710.86	816.36	911.55	993.85	1068.95
1972	747.00	1316.10	1808.40	2022.40	2217.60	2401.00	2580.10	2749.80	2913.70	3066.60

Tabla 5.2 Gastos máximos anuales acumulados de "Paso del Toro".

Se les ajusta a cada serie de datos (para cada una de las columnas la tabla 5.2) acumulados la función de probabilidad que menor error estándar tenga con el programa AX.

Con la distribución de probabilidad seleccionada, se obtienen los caudales para diferentes períodos de retorno, en el caso de Paso del Toro la que menor error estándar proporcionó fue el ajuste de Gumbel Máxima Verosimilitud como se nota en la tabla 5.3.



Figura 5.1 Programa Ax.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: 1DIA-1.AJU				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	36.075	-----	36.075	-----
Lognormal	31.640	30.725	29.499	29.049
Gumbel	30.911	-----	28.463	-----
Exponencial	42.312	-----	189.983	-----
Gamma	30.239	30.347	31.804	11111.000
Doble Gumbel	37.270			

Mínimo error estándar: 28.463
Calculado por la función: Gumbel (m x. ver.)

Figura 5.2 Resumen de errores estándares del programa Ax para un día de la estación "Paso del Toro".

AJUSTES DE FUNCIONES DE PROBABILIDAD										
Días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TR	GUMBEL MAX									
2	365.58	670.97	891.46	1076.73	1263.72	1431.14	1580.83	1720.01	1852.99	1978.28
5	495.72	915.22	1230.81	1494.24	1757.74	1990.53	2200.86	2392.47	2580.62	2758.86
10	581.88	1076.94	1455.48	1770.68	2084.82	2360.9	2611.38	2837.69	3062.38	3275.66
20	664.53	1232.06	1670.99	2035.84	2398.57	2716.16	3005.15	3264.77	3524.49	3771.4
50	771.5	1432.85	1949.95	2379.06	2804.69	3176.02	3514.86	3817.56	4122.64	4413.08
100	851.67	1583.31	2158.99	2636.26	3109.01	3520.61	3896.81	4231.81	4570.88	4893.92
200	931.54	1733.23	2367.27	2892.52	3412.23	3863.95	4277.36	4644.54	5017.47	5373.02
500	1036.92	1931.01	2642.06	3230.61	3812.26	4316.92	4779.43	5189.07	5606.67	6005.09
1000	1116.56	2080.49	2849.73	3486.13	4114.6	4659.26	5158.89	5600.61	6051.98	6482.79
2000	1196.17	2229.92	3057.33	3741.55	4416.83	5001.48	5538.2	6012	6497.12	6960.32
5000	1301.39	2427.41	3331.71	4079.14	4816.27	5453.78	6039.53	6555.72	7085.45	7591.46
10000	1380.98	2576.79	3539.25	4334.49	5118.41	5795.9	6418.74	6966.99	7530.47	8068.86

Tabla 5.3 Ajustes de probabilidad para cada día de "Paso del Toro".

Una vez que se tienen estos datos que son los acumulados, se tienen que hacer por día como se explicó en el capítulo 2.

Por día										
TR	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	365.58	305.39	220.49	185.27	186.99	167.42	149.69	139.18	132.98	125.29
5	495.72	419.5	315.59	263.43	263.5	232.79	210.33	191.61	188.15	178.24
10	581.88	495.06	378.54	315.2	314.14	276.08	250.48	226.31	224.69	213.28
20	664.53	567.53	438.93	364.85	362.73	317.59	288.99	259.62	259.72	246.91
50	771.5	661.35	517.1	429.11	425.63	371.33	338.84	302.7	305.08	290.44
100	851.67	731.64	575.68	477.27	472.75	411.6	376.2	335	339.07	323.04
200	931.54	801.69	634.04	525.25	519.71	451.72	413.41	367.18	372.93	355.55
500	1036.92	894.09	711.05	588.55	581.65	504.66	462.51	409.64	417.6	398.42
1000	1116.56	963.93	769.24	636.4	628.47	544.66	499.63	441.72	451.37	430.81
2000	1196.17	1033.75	827.41	684.22	675.28	584.65	536.72	473.8	485.12	463.2
5000	1301.39	1126.02	904.3	747.43	737.13	637.51	585.75	516.19	529.73	506.01
10000	1380.98	1195.81	962.46	795.24	783.92	677.49	622.84	548.25	563.48	538.39

Tabla 5.4 Valores diarios ajustados de "Paso del Toro".

Por último, se les acomoda de tal manera que dé la forma de un hidrograma con base en la información obtenida del banco de datos.

Hidrogramas para diferentes TR											
2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
149.7	210.3	250.5	289.0	338.8	376.2	413.4	462.5	499.6	536.7	585.8	622.8
220.5	315.6	378.5	438.9	517.1	575.7	634.0	711.1	769.2	827.4	904.3	962.5
365.6	495.7	581.9	664.5	771.5	851.7	931.5	1036.9	1116.6	1196.2	1301.4	1381.0
305.4	419.5	495.1	567.5	661.4	731.6	801.7	894.1	963.9	1033.8	1126.0	1195.8
185.3	263.4	315.2	364.9	429.1	477.3	525.3	588.6	636.4	684.2	747.4	795.2
187.0	263.5	314.1	362.7	425.6	472.8	519.7	581.7	628.5	675.3	737.1	783.9
167.4	232.8	276.1	317.6	371.3	411.6	451.7	504.7	544.7	584.7	637.5	677.5
139.2	191.6	226.3	259.6	302.7	335.0	367.2	409.6	441.7	473.8	516.2	548.3
133.0	188.2	224.7	259.7	305.1	339.1	372.9	417.6	451.4	485.1	529.7	563.5
125.3	178.2	213.3	246.9	290.4	323.0	355.6	398.4	430.8	463.2	506.0	538.4

Tabla 5.5 Hidrogramas para "Paso del Toro".

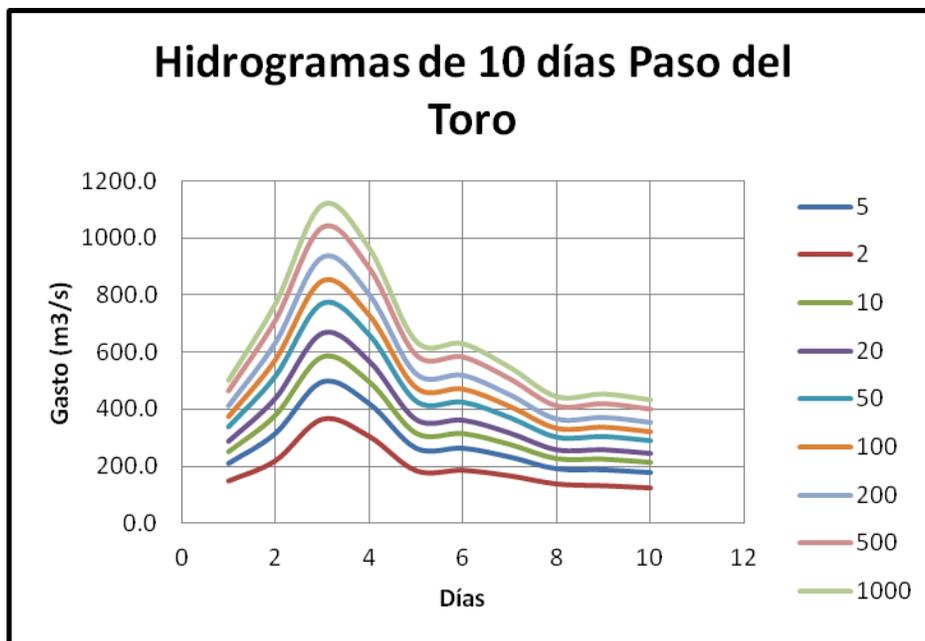


Figura 5.3 Hidrogramas "Paso del Toro".

Se siguen los mismos pasos con los datos de "El Tejar".

Gastos máximos anuales para 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 días

Máximos anuales										
Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1952	347.1	338.2	314.9	274.0	244.3	218.8	197.8	187.9	198.8	205.8
1953	109.8	89.4	77.0	68.3	62.0	57.0	52.7	49.7	48.4	46.7
1954	264.7	191.6	148.7	128.9	133.4	131.9	130.3	124.0	125.1	128.6
1955	549.3	414.3	348.6	298.0	264.8	240.9	228.9	226.1	217.2	209.8
1956	324.7	219.3	167.3	140.7	122.5	113.7	114.2	110.6	105.9	104.8
1957	89.6	76.3	71.6	73.1	69.7	66.5	61.9	58.4	55.0	52.1
1958	307.1	272.5	233.8	212.3	194.6	181.4	173.2	165.4	156.7	148.2
1959	178.1	172.9	158.0	142.1	131.4	122.3	114.9	107.4	101.9	97.3
1960	347.8	242.6	196.4	172.5	160.6	151.4	142.3	133.3	126.5	124.3
1961	455.1	408.0	346.0	303.7	271.4	244.7	223.5	212.9	205.0	196.1
1962	211.2	173.8	135.6	112.2	103.3	95.7	88.0	80.9	74.9	69.9
1963	147.8	140.0	118.9	102.5	88.9	78.8	71.1	65.2	60.7	57.0
1964	126.0	104.7	90.0	80.7	72.5	65.6	60.8	56.6	52.9	51.7
1965	159.9	133.4	109.8	95.9	85.6	77.5	70.5	65.0	62.9	60.6
1966	205.1	194.8	169.1	160.7	147.8	137.5	126.8	117.1	112.4	106.9
1967	430.6	347.2	278.8	247.1	234.2	211.5	190.2	172.8	158.5	146.5
1968	232.0	151.7	114.0	93.7	85.4	79.4	78.3	75.0	71.0	66.9
1969	406.6	360.3	367.1	323.2	295.1	278.7	290.3	284.1	275.7	266.4
1970	192.9	186.6	165.2	159.0	156.0	150.0	140.0	130.0	121.1	116.7
1971	121.4	95.5	83.2	79.8	73.8	69.0	66.3	64.1	61.1	58.0
1972	591.4	577.2	532.2	452.2	401.2	355.1	316.6	290.2	268.3	248.8

Tabla 5.6 Gastos Máximos Anuales de la estación "El Tejar".

Gastos máximos anuales acumulados para cada día:

Acumulados										
Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1952	347.1	676.4	944.8	1095.9	1221.3	1313.0	1384.5	1502.9	1789.5	2057.9
1953	109.8	178.8	231.0	273.3	309.8	341.8	368.6	397.4	435.7	466.6
1954	264.7	383.3	446.1	515.6	666.9	791.2	911.9	992.2	1125.9	1285.6
1955	549.3	828.6	1045.9	1192.0	1323.9	1445.1	1602.6	1809.1	1955.2	2097.6
1956	324.7	438.7	501.8	562.9	612.4	682.1	799.4	884.5	952.7	1047.8
1957	89.6	152.7	214.8	292.3	348.7	398.8	433.3	467.4	494.7	520.6
1958	307.1	545.0	701.4	849.1	973.2	1088.5	1212.1	1323.3	1410.4	1482.1
1959	178.1	345.8	474.0	568.5	656.9	733.6	804.0	859.5	917.1	972.5
1960	347.8	485.2	589.1	690.0	803.2	908.3	995.9	1066.4	1138.8	1242.7
1961	455.1	816.0	1038.0	1214.9	1357.0	1468.3	1564.2	1703.3	1845.4	1961.3
1962	211.2	347.6	406.9	448.6	516.6	574.5	616.0	647.6	674.5	698.7
1963	147.8	280.0	356.8	410.1	444.3	472.5	497.6	521.5	546.3	570.4
1964	126.0	209.4	270.0	322.9	362.6	393.8	425.7	452.4	476.4	517.1
1965	159.9	266.8	329.5	383.7	428.0	464.7	493.5	520.2	565.7	605.9
1966	205.1	389.7	507.2	642.8	738.9	825.3	887.7	936.6	1011.5	1069.1
1967	430.6	694.4	836.4	988.3	1170.8	1268.8	1331.5	1382.4	1426.3	1465.2
1968	232.0	303.4	341.9	374.8	427.2	476.5	547.8	600.3	639.4	669.5
1969	406.6	720.7	1101.4	1292.9	1475.5	1672.5	2031.8	2273.1	2481.2	2663.8
1970	192.9	373.3	495.5	636.2	779.9	900.2	980.1	1040.3	1089.6	1167.2
1971	121.4	191.1	249.7	319.4	368.9	413.8	463.8	512.6	549.6	580.0
1972	591.4	1154.4	1596.6	1809.0	2006.2	2130.8	2216.1	2321.8	2414.4	2487.9

Tabla 5.7 Gastos Máximos Anuales acumulados de la estación "El Tejar".

Se les ajustó a cada serie de datos acumulados la función de probabilidad que menor error estándar tenga con el programa AX, obteniendo así la función de Doble Gumbel; y se extrapolan para diferentes períodos de retorno.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: 1DIA-1.TXT				
Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	37.543	-----	37.543	-----
Lognormal	33.657	28.587	27.421	28.982
Gumbel	28.289	-----	32.774	-----
Exponencial	37.310	-----	89.887	-----
Gamma	26.135	27.478	29.284	25.274
Doble Gumbel	23.232			
Mínimo error estándar: 23.232				
Calculado por la función: Doble Gumbel				
<input type="button" value="Aceptar"/>		<input type="button" value="Imprimir"/>		<input type="button" value="Ayuda"/>

Figura 5.4 Resumen de errores estándares del programa Ax para un día de la estación "El Tejar".

AJUSTES DE FUNCIONES DE PROBABILIDAD										
Días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TR	D Gumbel									
2	240.7	399.2	507.5	599.6	692.6	770.1	839.0	897.1	971.3	1046.1
5	426.6	697.1	901.6	1063.3	1217.3	1347.1	1487.5	1636.7	1794.1	1947.6
10	524.6	913.4	1221.4	1414.6	1590.1	1733.2	1906.1	2080.4	2238.0	2380.3
20	594.8	1089.1	1492.1	1696.6	1891.0	2038.3	2212.4	2358.5	2515.2	2652.3
50	677.1	1297.4	1814.0	2028.9	2247.8	2399.1	2568.8	2676.0	2833.8	2968.5
100	736.6	1448.0	2046.6	2268.6	2505.8	2659.9	2825.0	2903.5	3063.0	3198.0
200	795.1	1596.3	2275.4	2504.3	2759.8	2916.1	3076.7	3126.1	3288.5	3425.7
500	872.0	1790.6	2575.4	2813.8	3093.0	3251.9	3406.5	3418.0	3584.1	3728.2
1000	930.3	1938.3	2802.7	3047.0	3344.3	3506.1	3654.8	3636.8	3808.1	3959.4
2000	988.3	2084.8	3027.3	3279.3	3597.6	3758.4	3903.1	3857.4	4033.9	4195.5
5000	1065.7	2277.1	3332.6	3591.5	3935.3	4100.1	4229.0	4145.8	4330.3	4510.3
10000	1121.9	2423.6	3557.2	3809.3	4186.6	4338.5	4477.3	4363.0	4546.0	4759.6

Tabla 5.8 Ajustes de probabilidad para cada día de "El Tejar".

El arreglo por día.

Por día										
TR	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	240.7	158.5	108.3	92.1	93.1	77.4	68.9	58.1	74.2	74.8
5	426.6	270.5	204.5	161.7	154.0	129.9	140.3	149.2	157.4	153.5
10	524.6	388.9	308.0	193.2	175.5	143.1	172.9	174.3	157.7	142.2
20	594.8	494.3	403.0	204.5	194.4	147.3	174.1	146.1	156.8	137.1
50	677.1	620.3	516.5	214.9	218.9	151.3	169.7	107.2	157.8	134.7
100	736.6	711.4	598.6	222.0	237.2	154.1	165.2	78.5	159.5	135.1
200	795.1	801.2	679.1	228.9	255.4	156.4	160.6	49.4	162.3	137.3
500	872.0	918.6	784.8	238.3	279.3	158.8	154.6	11.5	166.1	144.1

Tabla 5.9 Valores diarios ajustados de "El Tejar".

Se les acomoda en forma de hidrograma.

Hidrogramas para diferentes TR							
2	5	10	20	50	100	200	500
92.05	161.7	193.17	204.47	214.94	222	228.94	238.33
158.47	270.5	388.85	494.31	620.31	711.43	801.16	918.55
240.73	426.56	524.58	594.81	677.12	736.6	795.11	872.04
108.32	204.49	307.98	403.02	516.54	598.56	679.1	784.84
93.07	154.03	175.47	194.37	218.91	237.16	255.44	279.26
77.43	129.86	143.11	147.31	151.29	154.1	156.37	158.84
68.91	140.34	172.92	174.11	169.7	165.15	160.58	154.63
58.11	149.17	174.29	146.06	107.19	78.46	49.44	11.47
74.2	157.41	157.66	156.78	157.76	159.5	162.33	166.14
74.84	153.53	142.24	137.1	134.72	135.07	137.26	144.14

Tabla 5.10 Hidrogramas "El Tejar".

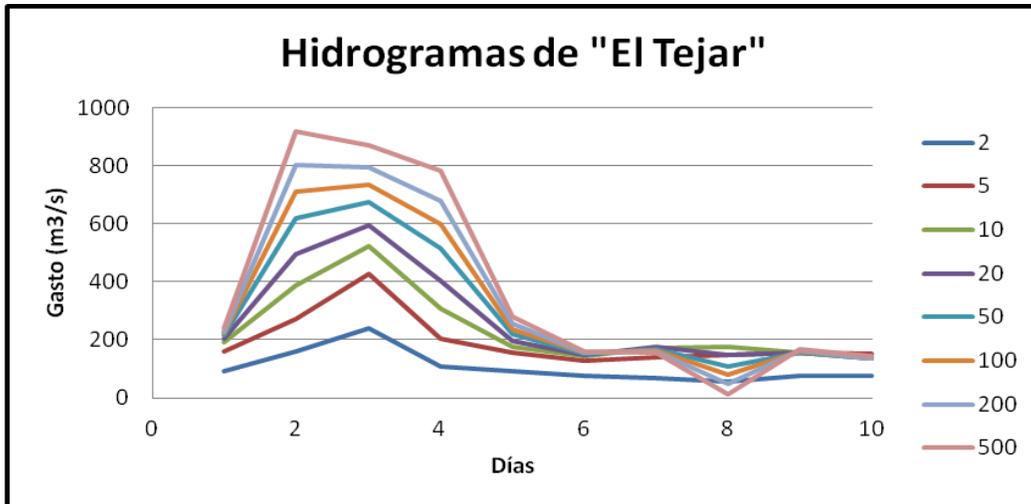


Figura 5.5 Hidrograma "El Tejar".

Ya que los ramales de ambas estaciones confluyen aguas abajo en el Río Jamapa, se juntan, quedando de la forma siguiente:

Unificación de Hidrogramas							
2	5	10	20	50	100	200	500
241.74	372.03	443.65	493.46	553.78	598.2	642.35	700.84
378.96	586.09	767.39	933.24	1137.41	1287.11	1435.2	1629.6
606.31	922.28	1106.46	1259.34	1448.62	1588.27	1726.65	1908.96
413.71	623.99	803.04	970.55	1177.89	1330.2	1480.79	1678.93
278.34	417.46	490.67	559.22	648.02	714.43	780.69	867.81
264.42	393.36	457.25	510.04	576.92	626.85	676.08	740.49
236.33	373.13	449	491.7	541.03	576.75	612.3	659.29
197.29	340.78	400.6	405.68	409.89	413.46	416.62	421.11
207.18	345.56	382.35	416.5	462.84	498.57	535.26	583.74
200.13	331.77	355.52	384.01	425.16	458.11	492.81	542.56

Tabla 5.11 Unificación de Hidrogramas "El Tejar" y "Paso del Toro".

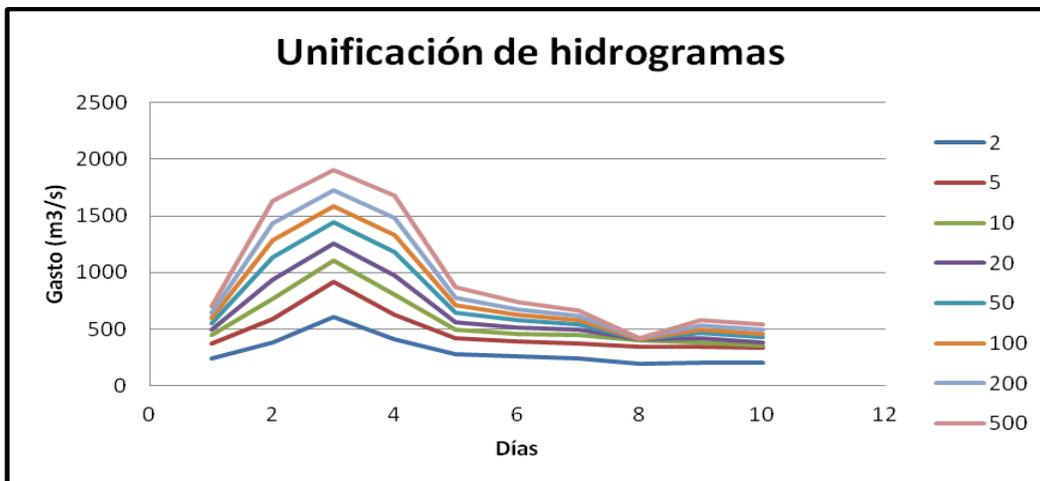


Figura 5.6 Unificación de Hidrogramas "El Tejar" y "Paso del Toro".

5.2 Secciones transversales del tramo en estudio del río Jamapa

Una vez obtenidos los hidrogramas, se tiene que hacer un estudio de zonas de inundación, para esto se obtienen cartas topográficas de la zona y con ellas se conocen las principales depresiones en dónde podría quedarse el agua.



Figura 5.7 Curvas de nivel cerca del tramo en estudio del río Jamapa.

Con la carta topográfica se obtienen las áreas de inundación para distintas profundidades como se muestra en la figura 5.8.

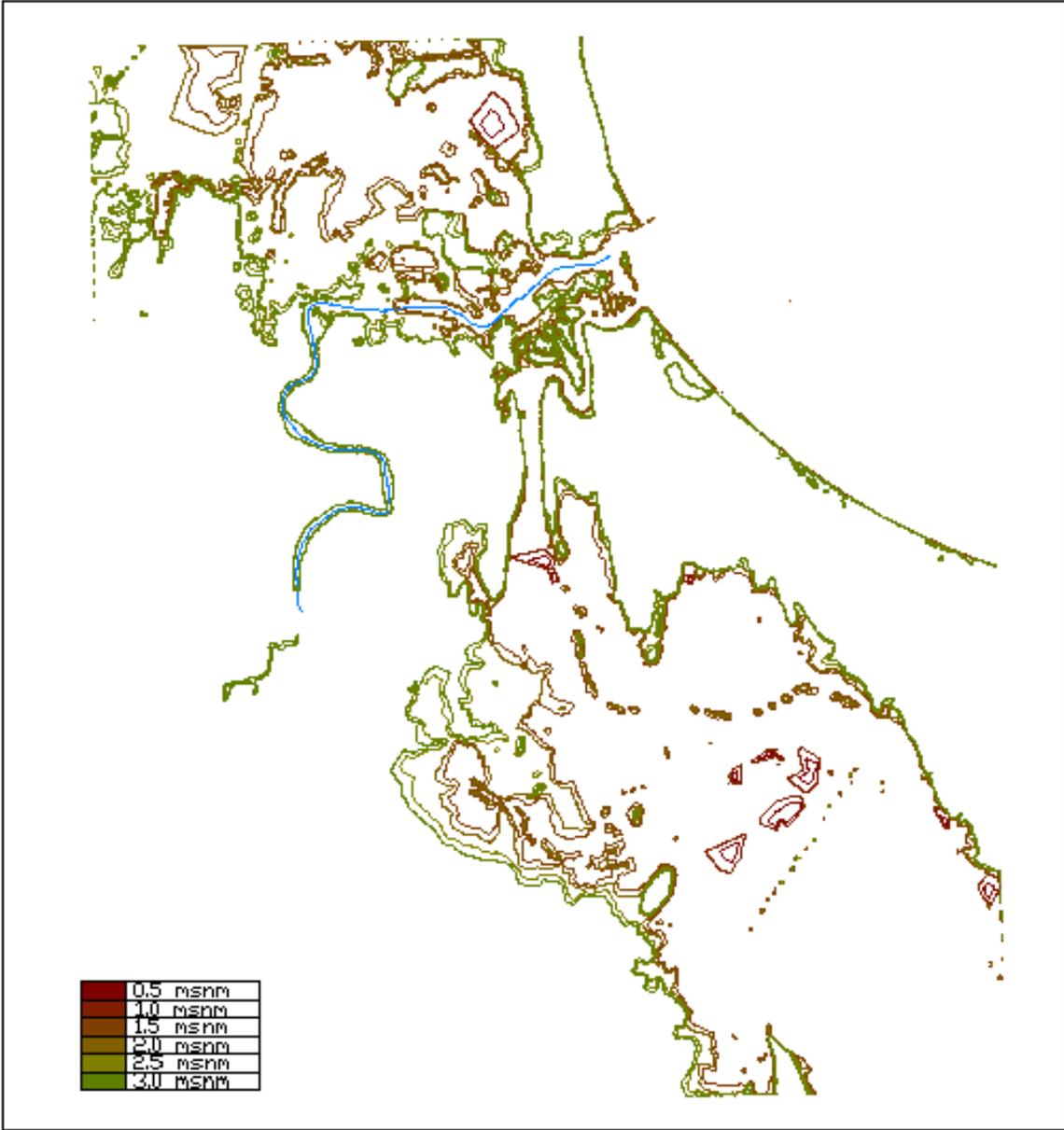


Figura 5.8 Cuenca del Río Jamapa con áreas de inundación.

Una vez obtenidas las áreas de inundación se conocen los volúmenes por curva de nivel.

Volúmenes lado derecho		
Curva	Área (km ²)	Volumen (m ³)
0.5	0.2073	43,148.54
1	0.67	248,062.30
1.5	29.61	14,506,088.00
2	31.767	29,833,529.00
2.5	36.231	47,584,618.00
3	37.774	66,071,075.00

Tabla 5.12 Volúmenes de inundación del lado derecho por curvas de nivel

Volúmenes lado izquierdo		
Curva	Área (km ²)	Volumen (m ³)
0.5	0.07	11,969.88
1	0.2776	92,443.97
1.5	7.13	3,259,909.00
2	8.786	7,218,576.00
2.5	14.994	14,502,281.00
3	15.885	22,210,728.00

Tabla 5.13 Volúmenes de inundación del lado izquierdo por curvas de nivel

Ya que se obtienen los volúmenes se generan gráficas con líneas de tendencia y sus respectivas ecuaciones para las zonas ubicadas a la derecha e izquierda del río en la región donde se han presentado inundaciones

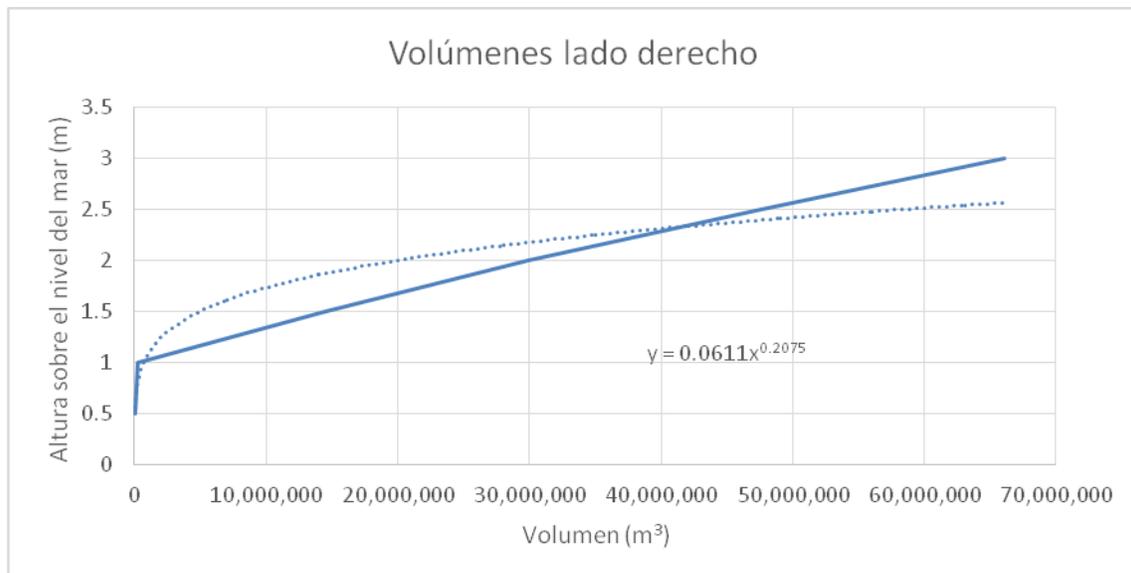


Figura 5.9 Gráfica de volúmenes con línea de tendencia y ecuación, lado derecho.

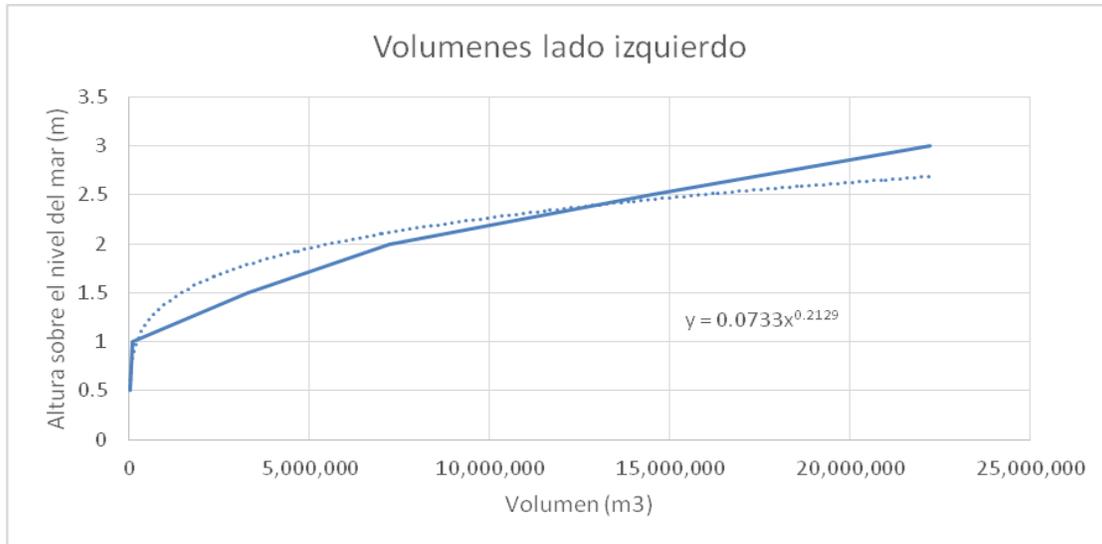


Figura 5.10 Gráfica de volúmenes con línea de tendencia y ecuación, lado izquierdo.

Por lo tanto, las ecuaciones de las líneas de tendencia de forma exponencial son:

- Lado derecho: $y = 0.0611x^{0.2075}$
- Lado izquierdo: $y = 0.0733x^{0.2129}$

5.3 Tránsito de los hidrogramas de distinto período de retorno por el río Jamapa

Con los datos obtenidos de las líneas de tendencia se programa el software TRAVENGJ, del Instituto de Ingeniería, UNAM, que hace el tránsito de los hidrogramas obtenidos anteriormente para diferentes períodos de retorno por el cauce en estudio.

Antes de correr el TRAVENGJ se necesita un perfil general del río, así como sus secciones transversales.

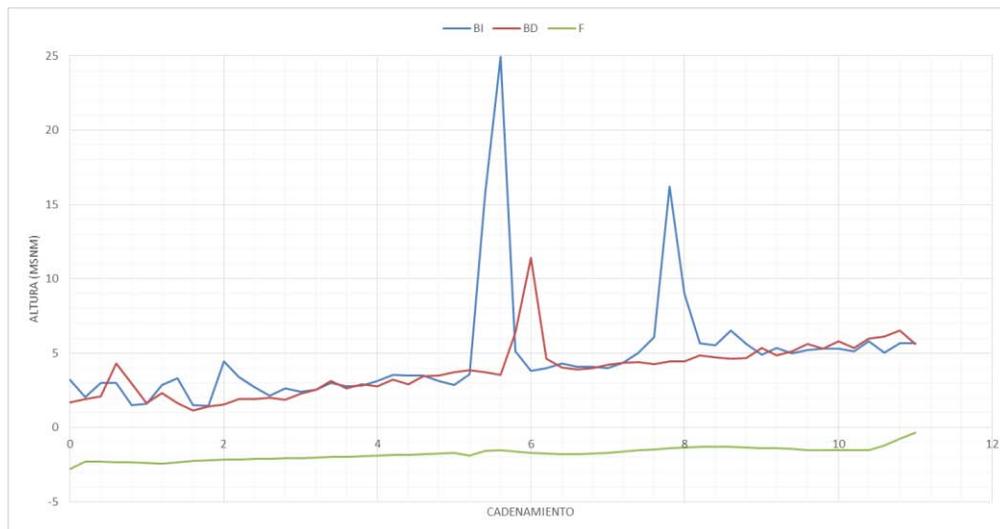


Figura 5.11 Perfil Gral. Del Río Jamapa.

Éstos se tienen que introducir al programa CRITNUE4, que obtiene los datos de caudales máximos por sección, entre otros datos.

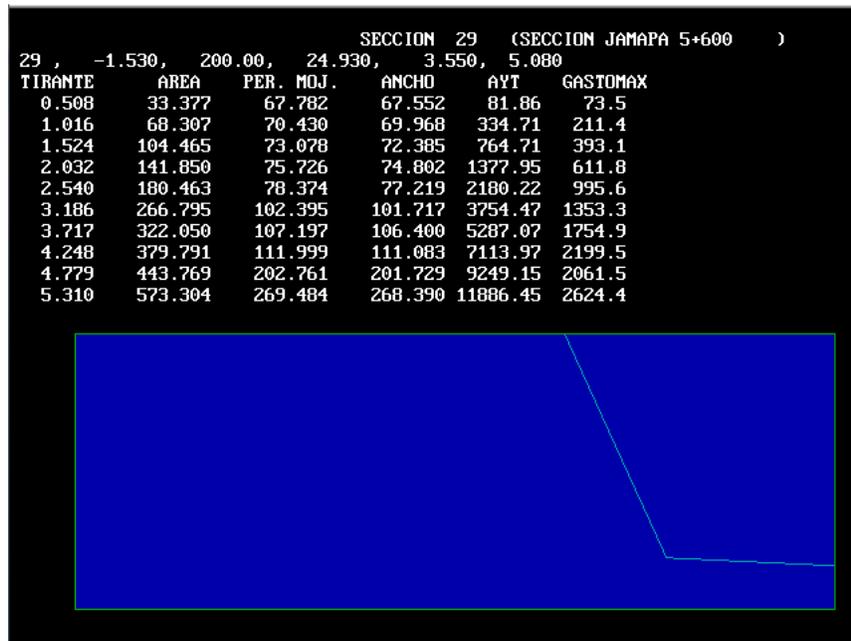


Figura 5.12 Programa CRITNUE4.

El programa TRAVENGJ al correrlo, no sólo proporciona los volúmenes escurridos a los terrenos aledaños, sino que también indica la altura máxima que el agua puede alcanzar a nivel del mar o del terreno adjunto, para los diferentes períodos de retorno.

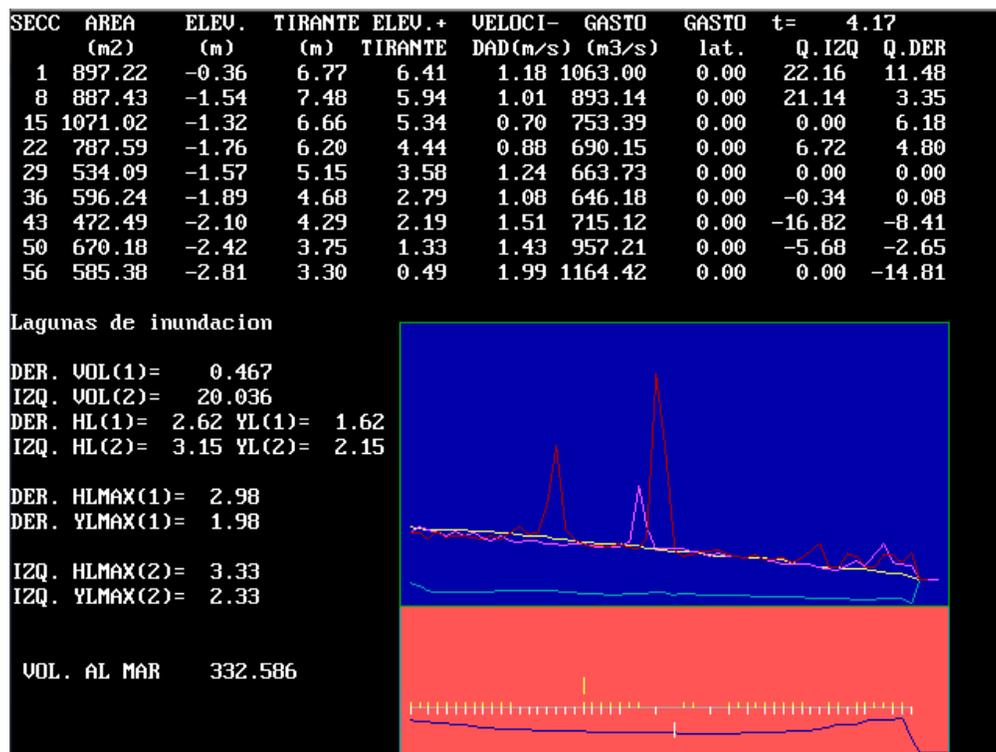


Figura 5.13 Programa TRAVENGJ, trabajando para un período de retorno de 50 años.

Dentro del programa se pueden notar varias secciones que a continuación se describen:

- En la parte de arriba se pueden notar en algunas secciones su área (AREA), la altura del fondo de río (ELEV.), el tirante del agua con respecto al fondo del río (TIRANTE), el tirante del agua con respecto a la altura sobre el nivel del mar (ELEV + TIRANTE), la velocidad del río (VELOCIDAD), el gasto (GASTO) y por último el gasto lateral ya sea del lado izquierdo o derecho (Q. IZQ y Q. DER), estos últimos pueden ser negativos debido a que el agua regresa al río.

SECC	AREA (m ²)	ELEV. (m)	TIRANTE (m)	ELEV.+ TIRANTE	VELOCI- DAD(m/s)	GASTO (m ³ /s)	GASTO lat.	t= 4.17	Q. IZQ	Q. DER
1	897.22	-0.36	6.77	6.41	1.18	1063.00	0.00	22.16	11.48	
8	887.43	-1.54	7.48	5.94	1.01	893.14	0.00	21.14	3.35	
15	1071.02	-1.32	6.66	5.34	0.70	753.39	0.00	0.00	6.18	
22	787.59	-1.76	6.20	4.44	0.88	690.15	0.00	6.72	4.80	
29	534.09	-1.57	5.15	3.58	1.24	663.73	0.00	0.00	0.00	
36	596.24	-1.89	4.68	2.79	1.08	646.18	0.00	-0.34	0.08	
43	472.49	-2.10	4.29	2.19	1.51	715.12	0.00	-16.82	-8.41	
50	670.18	-2.42	3.75	1.33	1.43	957.21	0.00	-5.68	-2.65	
56	585.38	-2.81	3.30	0.49	1.99	1164.42	0.00	0.00	-14.81	

Figura 5.14 Información de las secciones del programa TRAVENGJ.

5.4 Zonas inundadas.

Cuando existe desbordamiento del río en las zonas aledañas se anegan, cuando se tiene que el espesor del agua es mayor a 0.25m, se dice que corresponden a una inundación.

- En el lado izquierdo del programa se puede notar la información correspondiente a las lagunas de inundación como son: volúmenes de agua desbordada del lado izquierdo y derecho en millones de m^3 (DER. VOL e IZQ. VOL); nivel de agua en la laguna de inundación, en msnm, que va variando conforme pasa la avenida (DER. HL y IZQ. HL); la altura máxima del agua en la laguna de inundación alcanzada durante la avenida del lado derecho ya sea con respecto al nivel del mar o al nivel de suelo (DER. HLMAX y DER. YLMAX); la altura máxima del agua en la laguna de inundación alcanzada durante la avenida del lado izquierdo ya sea con respecto al nivel del mar o al nivel de suelo (IZQ. HLMAX y IZQ. YLMAX); y por último el volumen de agua en millones de m^3 que llega al mar o al otro lado del río (VOL. AL MAR), el VOL. AL MAR se puede enfocar a la cantidad de agua que atraviesa el río en estudio, si fuese el caso de una presa la cantidad de agua que tendría que captar.

```

Lagunas de inundacion
DER. VOL(1)= 0.467
IZQ. VOL(2)= 20.036
DER. HL(1)= 2.62 YL(1)= 1.62
IZQ. HL(2)= 3.15 YL(2)= 2.15

DER. HLMAX(1)= 2.98
DER. YLMAX(1)= 1.98

IZQ. HLMAX(2)= 3.33
IZQ. YLMAX(2)= 2.33

VOL. AL MAR 332.586

```

Figura 5.14 Datos de las lagunas de inundación del programa TRAVENGJ.

- En la parte de abajo del programa se puede ver una representación grafica del río en 3 colores, de azul el fondo del río, de color rosa el margen derecho del río y de color rojo el margen izquierdo del río, también de color amarillo se ve cómo va cambiando el nivel del agua conforme pasa la avenida; todo esto sobre un fondo azul. Abajo sobre un fondo color anaranjado se ve un esquema del río donde se pueden apreciar a qué altura se va desbordando con unas marcas amarillas sobre y debajo de una línea azul claro (sobre la línea significa un desbordamiento del lado izquierdo y debajo del lado derecho) que representa el cauce del río.

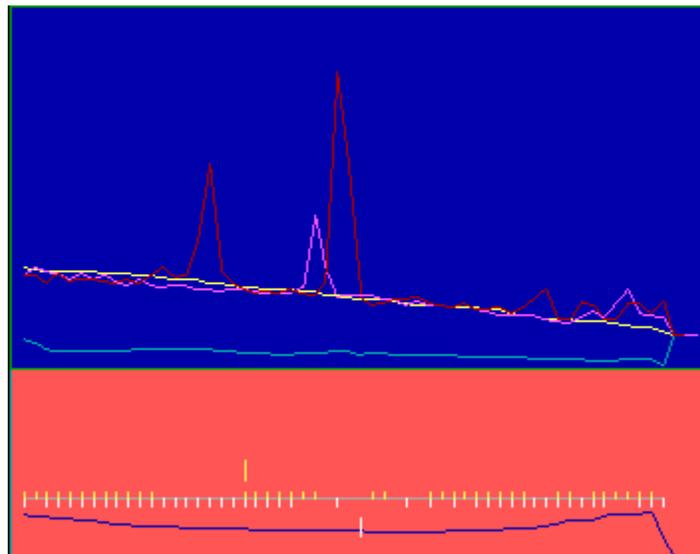


Figura 5.15 Representación gráfica de la avenida sobre el río en el programa TRAVENGJ.

Los datos que se obtienen del programa son los siguientes.

TR	Derecha		Izquierda	
	HL Max	YL Max	HL Max	YL Max
2	1.00	0.00	1.00	0.00
5	2.32	1.32	2.15	1.15
10	2.56	1.56	2.70	1.70
20	2.73	1.73	3.06	2.06
50	2.98	1.98	3.33	2.33
100	3.14	2.14	3.52	2.52
200	3.27	2.27	3.71	2.71
500	3.53	2.53	3.82	2.82

Tabla 5.14 Nivel de agua alcanzada por la inundación de ambos lados.

Estos se pueden graficar quedando el nivel de agua (YL Max) contra su período de retorno como se muestra a continuación.

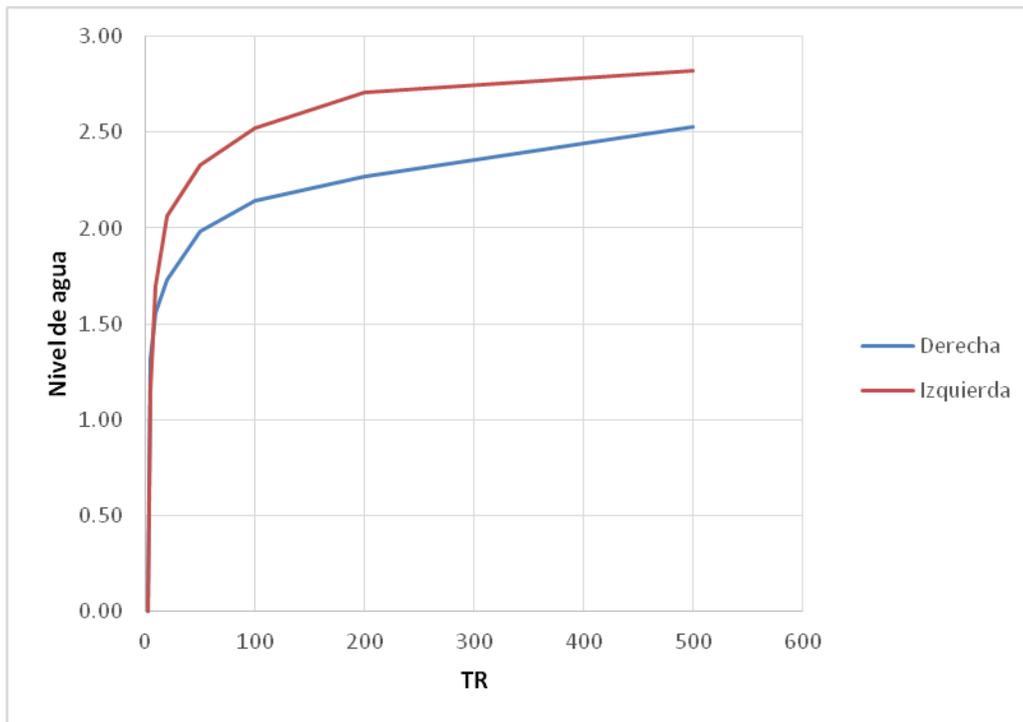


Figura 5.16 Gráfica de Nivel de agua y su período de retorno.

5.5 Valor esperado de la profundidad de las inundaciones a ambas márgenes del río Jamapa

Con los datos obtenidos de altura de inundación (tabla 5.14) se puede conocer la inundación promedio anual para ambas márgenes, esto mediante un acomodo en una gráfica donde en las ordenadas se encuentren los valores de las alturas de inundación y en las abscisas los valores de $1/Tr$; de esta gráfica el área bajo la curva corresponde al valor esperado de inundación, como se muestra en la gráfica 5.17 y la tabla 5.15.

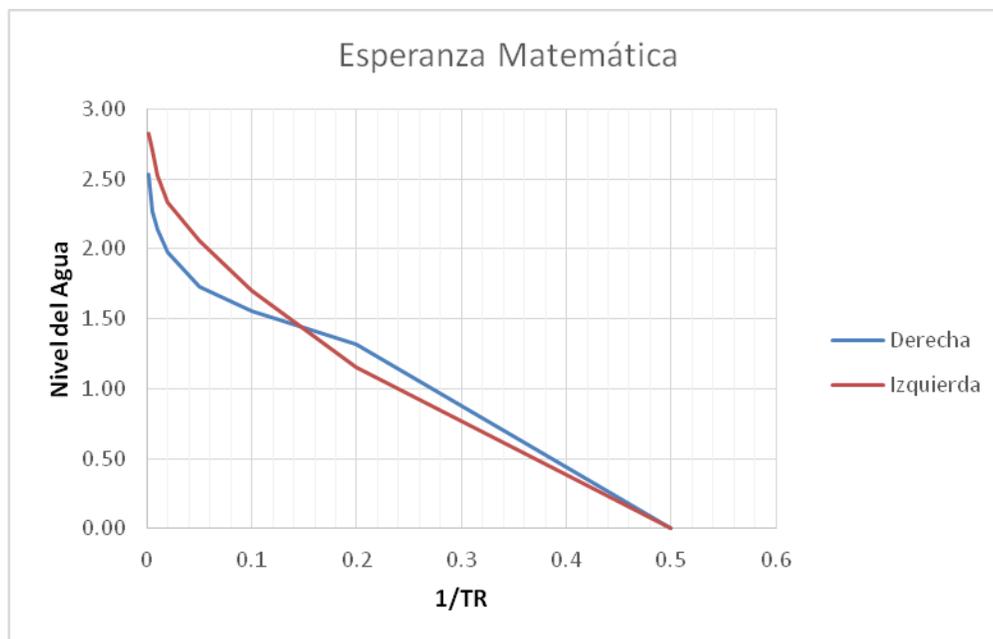


Figura 5.17 Gráfica de Esperanza matemática.

Valor esperado	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
$1/Tr$	YL Max	YL Max	Áreas	Áreas
0.5	0.00	0.00		
0.2	1.32	1.15	0.198	0.173
0.1	1.56	1.70	0.144	0.143
0.05	1.73	2.06	0.082	0.094
0.02	1.98	2.33	0.056	0.066
0.01	2.14	2.52	0.021	0.024
0.005	2.27	2.71	0.011	0.013
0.002	2.53	2.82	0.007	0.008
Inundación promedio anual (m)			0.519	0.520

Tabla 5.15 Inundación promedio anual.

Por lo que se registra una altura promedio anual sobre el nivel del terreno de 0.52m para el lado derecho y de 0.52m para el lado izquierdo.

5.6 Medida estructural para reducir las inundaciones

Ya que el valor esperado de la profundidad de inundación causaría daños a las viviendas se consideró conveniente reducirlo mediante la disminución de la cantidad de agua que se desborda del río, para esto es necesario el uso de alguna medida estructural (construcción de una obra contra inundaciones), esto se refiere a las estructuras que se hacen para aminorar o evitar el desbordamiento del río a las áreas aledañas, entre las cuales se encuentran:

- Construcción de una presa: Como su nombre lo indica requiere de construir un obstáculo que merme el paso de las aguas río abajo, para esto es necesario estudios de topografía y de geotecnia de la zona.
- Ampliación del canal: Al ensanchar un canal o río se aumenta su capacidad de conducción de agua, lo cual implica que ésta es conducida aguas abajo y que no se salga del cauce, para esto es necesario la desviación temporal del canal para trabajar en seco.
- Elevación de los bordos del río: Se elevan los bordos del río una altura adecuada, esto se hace para evitar los desbordamientos del río y aumentar su capacidad de conducción, para ello es necesario mover e implantar una gran cantidad de material.
- Sistema de bombeo: Se usan cuando el agua queda estancada en algunas zonas del río donde ésta no alcanza a salir debido a las diferencias de altura, también se pueden utilizar para enviar el agua a otro lado donde no afecte a la población cercana.
- Desazolve de un río: Esto se hace para aumentar la capacidad de conducción de agua de un río ya que con el tiempo se va disminuyendo su capacidad debido a los sedimentos que puede traer aguas arriba que pueden ser desde basura hasta materia orgánica como troncos, ramas, lodo, etc.
- Drenaje: Un sistema de drenaje adecuado impide o retrasa el paso del agua al río en cuestión o dentro del mismo río ayuda a la conducción aguas abajo.
- Revestimiento del río: evitan el desprendimiento de los taludes del río en cuestión y así logran mitigar el azolve de dicho río.

Dentro del ejemplo, del río Jamapa, se estudió la elevación de los bordos del río. Se propone subir los bordos de las márgenes del río un metro de altura como se muestra en la figura 5.18 y así disminuir el desbordamiento del mismo y por lo tanto, haya menos altura de inundación promedio anual.

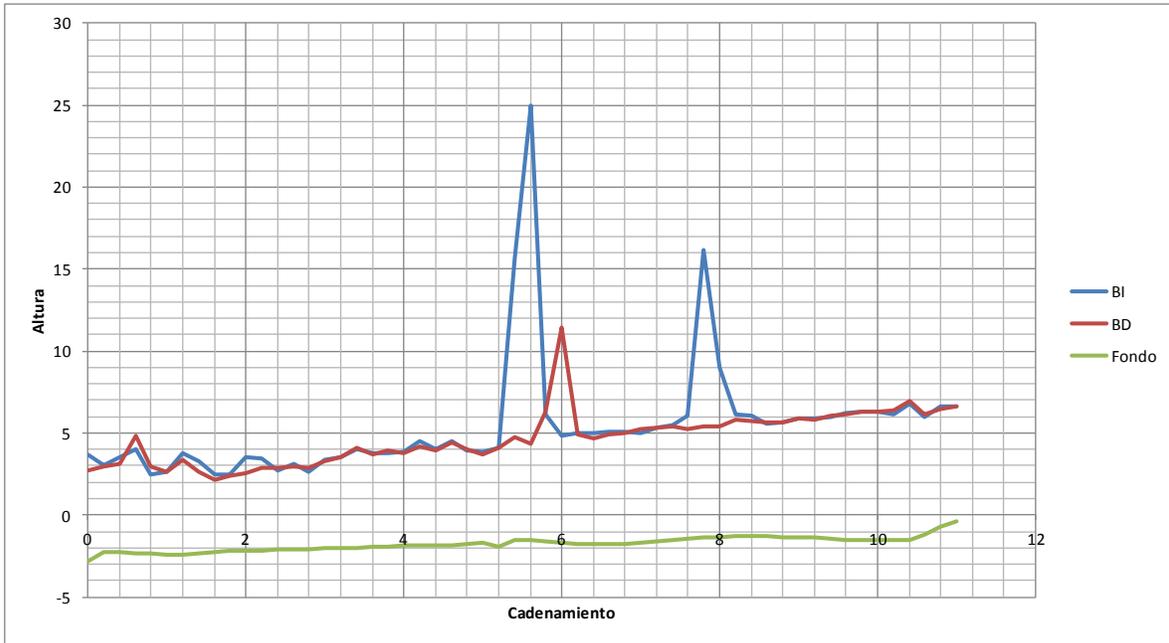


Figura 5.18 Perfil General del Río Jamapa con los bordos modificados.

Una vez que se le sube el metro de altura a los bordos y en algunos casos medio metro, se tienen que volver a ingresar las secciones transversales al programa de CRITNUE4 para que dé nuevos datos de gastos máximos.

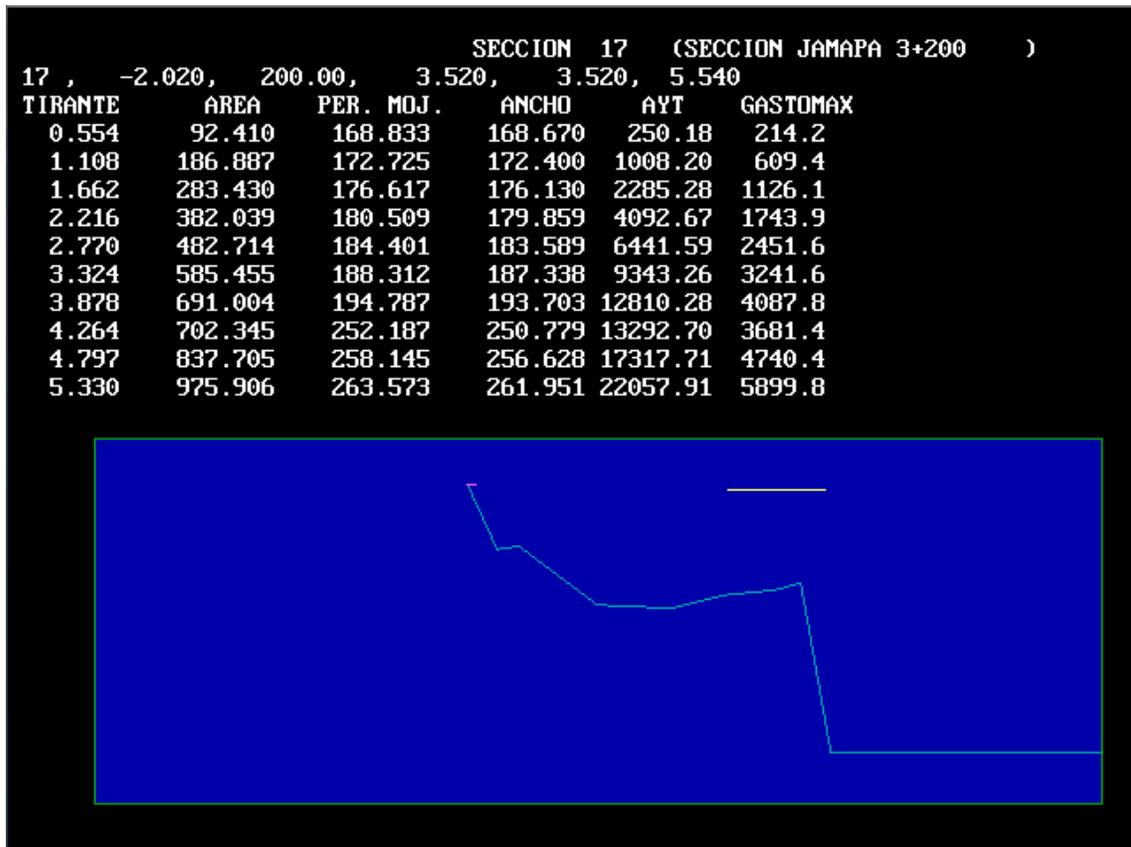


Figura 5.19 Programa CRITNUE4 con las nuevas secciones.

Con estos datos se reprograma el TRAVENGJ y se le vuelven a correr los hidrogramas de varios períodos de retorno y se repite el proceso anterior.

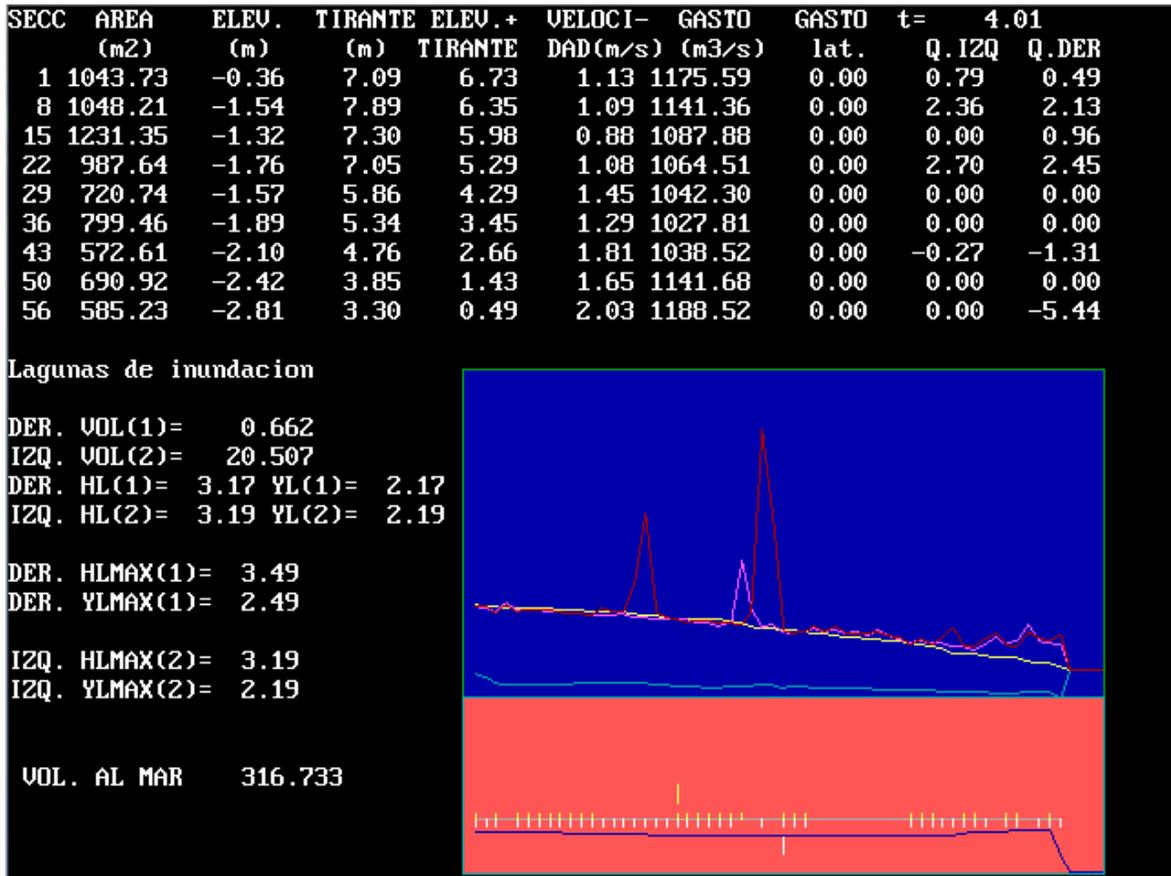


Figura 5.20 Programa TRAVENGJ con las nuevas secciones para un período de retorno de 50 años.

Obteniendo la tabla y la gráfica siguientes:

TR	Derecha		Izquierda	
	HL Max	YL Max	HL Max	YL Max
2	1.00	0.00	1.00	0.00
5	1.55	0.55	1.02	0.02
10	3.03	2.03	1.49	0.49
20	3.26	2.26	2.34	1.34
50	3.49	2.49	3.19	2.19
100	3.63	2.63	3.51	2.51
200	3.76	2.76	3.74	2.74
500	3.91	2.91	3.94	2.94

Tabla 5.16 Nivel de agua alcanzada por la inundación de ambos lados, con bordos modificados.

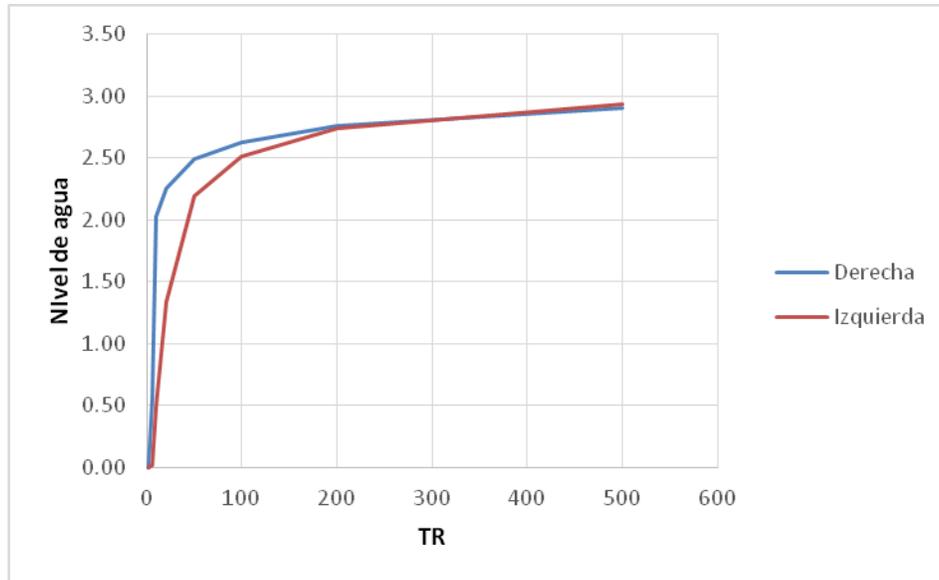


Figura 5.21 Gráfica de Nivel de agua y su período de retorno para bordos modificados.

Una vez obtenidos estos datos para los bordos modificados, se puede conocer la esperanza matemática o nivel de agua promedio anual de desborde, comparándola con la anterior para notar si hay mejoría.

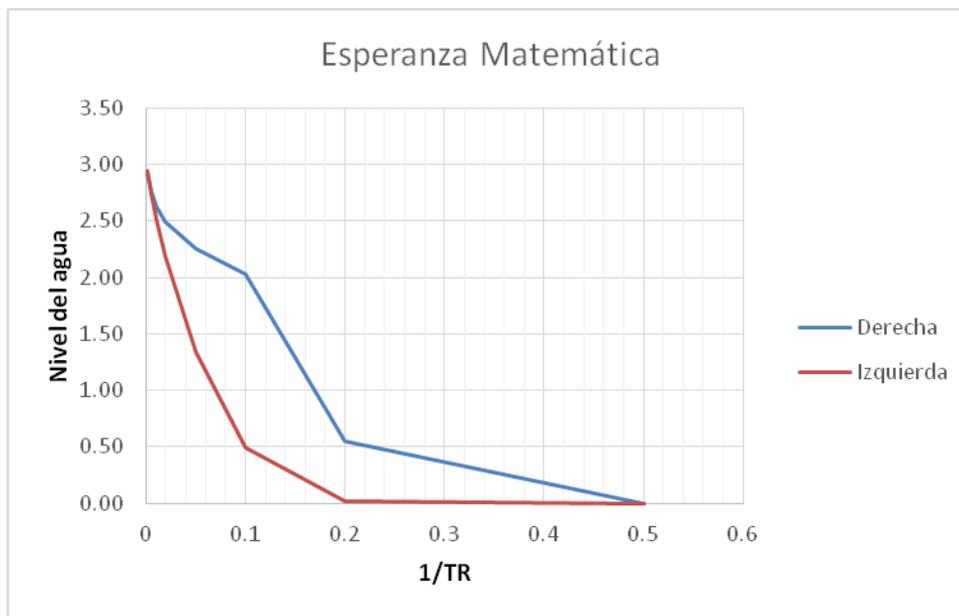


Figura 5.22. Gráfica de Esperanza matemática para bordos modificados.

Valor esperado	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
1/Tr	YL Max	YL Max	Áreas	Áreas
0.5	0.00	0.00		
0.2	0.55	0.02	0.083	0.003
0.1	2.03	0.49	0.129	0.026
0.05	2.26	1.34	0.107	0.046
0.02	2.49	2.19	0.071	0.053
0.01	2.63	2.51	0.026	0.024
0.005	2.76	2.74	0.013	0.013
0.002	2.91	2.94	0.009	0.009
Inundación promedio anual (m)			0.438	0.172

Tabla 5.17 Inundación promedio anual para bordos modificados.

Al comparar las inundaciones promedio anuales se puede notar que para el lado derecho no se disminuyen lo suficiente ya que pasan de 52 cm a 44 cm, mientras que para el lado izquierdo se bajan de 52 cm a 17cm por lo que se nota una gran mejoría.

Una vez conocidos los bordos del río que habrían de levantarse, suponiendo una base de 2m de ancho, se puede calcular la cantidad de material para hacer dichos levantamientos, que es la siguiente:

Volumen de material necesario (m ³)		
Cadenamiento	B. Izquierda	B. Derecha
0+000 a 0+200	400	400
0+200 a 0+400	400	400
0+400 a 0+600	400	300
0+600 a 0+800	400	100
0+800 a 1+000	400	200
1+000 a 1+200	400	400
1+200 a 1+400	200	400
1+400 a 1+600	200	400
1+600 a 1+800	400	400
1+800 a 2+000	200	400
2+000 a 2+200	0	400
2+200 a 2+400	0	400
2+400 a 2+600	200	400
2+600 a 2+800	200	400
2+800 a 3+000	200	400
3+000 a 3+200	400	400
3+200 a 3+400	400	400
3+400 a 3+600	400	400
3+600 a 3+800	400	400
3+800 a 4+000	400	400

4+000 a 4+200	400	400
4+200 a 4+400	300	400
4+400 a 4+600	300	400
4+600 a 4+800	400	300
4+800 a 5+000	400	100
5+000 a 5+200	300	200
5+200 a 5+400	100	400
5+400 a 5+600	0	400
5+600 a 5+800	200	200
5+800 a 6+000	400	0
6+000 a 6+200	400	100
6+200 a 6+400	400	300
6+400 a 6+600	400	400
6+600 a 6+800	400	400
6+800 a 7+000	400	400
7+000 a 7+200	400	400
7+200 a 7+400	300	400
7+400 a 7+600	100	400
7+600 a 7+800	0	400
7+800 a 8+000	0	400
8+000 a 8+200	100	400
8+200 a 8+400	200	400
8+400 a 8+600	100	400
8+600 a 8+800	0	400
8+800 a 9+000	200	300
9+000 a 9+200	300	300
9+200 a 9+400	300	400
9+400 a 9+600	400	300
9+600 a 9+800	400	300
9+800 a 10+000	400	300
10+000 a 10+200	400	300
10+200 a 10+400	400	400
10+400 a 10+600	400	200
10+600 a 10+800	400	0
10+800 a 11+000	400	200
Total	16000	18400

Tabla 5.18 Volúmenes de material necesarios para subir los bordos del Río Jamapa.

Por lo que para el bordo derecho se necesitan 18,400 m³ de material y para el izquierdo 16,000 m³.

6. Conclusiones.

Se encontró el volumen que se desbordaba del río Jamapa y la altura que puede llegar a alcanzar en áreas aledañas a éste.

Se partió de los hidrogramas obtenidos por el método de los gastos medios diarios, el cual se ajusta a una función de probabilidad por medio del programa Ax y se extrapola para diferentes períodos de retorno. Dicho programa trabaja con los métodos de modelos matemático para flujo unidimensional y los gastos sobre los bordos de un río, vistos en los capítulos 3 y 4.

La altura del agua que puede llegar a alcanzar en el ejemplo del Río Jamapa va desde 1.32 m para un período de retorno de 5 años a 2.53 m para un período de retorno de 500 años para el lado derecho, mientras que para el lado izquierdo va desde 1.15 m para un período de retorno de 5 años a 2.82 m para un período de retorno de 500 años (tabla 5.14), siendo de vital importancia señalar que al año se espera un nivel de agua promedio de 0.52 m para ambos lados (tabla 5.15).

Para mitigar las inundaciones se requieren tomar medidas para que esto disminuya, la opción que se planteó fue subir los bordos del río un metro con respecto a los originales.

Al subir los bordos de algunas secciones 1 m y algunas otras 0.50 m se encontró una menor cantidad de agua desbordada así como un menor nivel de agua que va desde 0.55 m para un período de retorno de 5 años a 2.91 m para un período de retorno de 500 años para el margen derecho, mientras que para el margen izquierdo va desde 0.02 m para un período de retorno de 5 años a 2.94 m para un período de retorno de 500 años (tabla 5.16), teniendo un promedio anual de 0.44 m para el margen derecho y uno de 0.17 m para el izquierdo (tabla 5.17).

Comparando las tablas 5.16 con la 5.14 que al aumentar la altura de los márgenes derecha e izquierda hay una disminución en el nivel de agua máxima alcanzada para los períodos de retorno de 2 y 5 años en el margen derecho mientras que para el margen izquierdo hay una disminución desde un período de retorno de 2 años hasta el de 100 años, en los demás períodos tanto para el margen derecho como para el izquierdo hay un aumento en el nivel de agua máxima alcanzada, esto debido a que el agua desbordada ya no regresa de forma natural al río y se queda atrapada fuera de éste, por lo que también se puede recomendar ampliar las secciones transversales del río y ver cuánta agua se desborda.

Al hacer este ejemplo también se apreció la necesidad de disponer de información, tanto hidrológica como topográfica, ya que ambas carecen de lo más nuevo en tecnología o detalle para lograr mejores resultados.

Las estaciones hidrométricas son pocas en comparación a la cantidad de ríos y cuencas que hay en México y hay que evitar que dejen de funcionar por períodos largos de tiempo que van desde meses a años.

Otra dificultad es que los datos topográficos con los que se cuentan para este tipo de zonas de estudio son antiguos y necesitan actualizarse o modernizarse usando las nuevas tecnologías que ya existen para poder obtener mejor calidad de información, además de mayor detalle a la hora de conocer las secciones de un río o de las áreas cercanas a éste, ya que los estudios topográficos de hoy en día se han centrado principalmente a detallar solo las zonas urbanizadas de México.

Bibliografía

Catalini C., Bertoni J., (2006) "Hidrología y procesos hidráulicos", Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

Chow V. T. (2000), "Hidrología aplicada", McGRAW-HILL.

Ganancias F. (2009), "Clase de estadística Hidrológica", Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

Mireles R. (2013), "Estimación de manchas de inundación para la delegación Venustiano Carranza utilizando sistemas de información geográfica", Tesis de Licenciatura (Licenciatura en Ing. Civil), UNAM, Facultad de Ingeniería.

Pérez G., Rodríguez J. (2009), "Apuntes de Hidrología Superficial", UMSNH, Facultad de Ingeniería Civil.

Ravelo A. (2005), "Métodos hidráulicos e hidrológicos para el tránsito de avenidas en cauces", Tesis Maestría (Maestría en Ingeniería Hidráulica), UNAM; Facultad de Ingeniería.

Robles T. (2010), "Tormentas de diseño para las cuencas de los ríos San Francisco y Santo Domingo, en el Valle de México", Tesis de Licenciatura (Licenciatura en Ing. Civil), UNAM, Facultad de Ingeniería.

Sánchez F. (2012), "Hidrología superficial (III): Relación Precipitación-Escorrentía", Universidad Salamanca, Dpto. Geología.