



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“Estudio de la capacidad de conducción
de un tramo del río Suchiate”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ABEL SANTIAGO FUENTES



**DIRECTOR DE TESIS:
DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA**

Ciudad Universitaria, México, D.F., Marzo de 2010



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCG/SEAC/UTIT/010/09

Señor
ABEL SANTIAGO FUENTES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DE UN TRAMO DEL RÍO SUCHIATE"

- RESUMEN
- I. INTRODUCCIÓN
 - II. ESTUDIO HIDROLÓGICO
 - III. REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO
 - IV. PROPUESTAS PARA MEJORAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CAUCE
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 10 de Febrero del 2009.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

Dedicatoria

A los estudiantes de Ingeniería Civil, en especial a los que les apasiona la Hidráulica

A Alma

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindar sus espacios para la superación de la humanidad.

A la Facultad de Ingeniería y a sus profesores, por sus enseñanzas.

Al Instituto de Ingeniería, por el apoyo recibido al desarrollar esta tesis.

Al Sistema de Becas para Estudiantes Indígenas PUMC-UNAM, por el apoyo que me brindaron.

Al Dr. Abel Jiménez Castañeda, por su paciencia y dedicación a este trabajo.

A mi mamá Rosa Fuentes Rodríguez, por darme la vida.

A mi papá Eucario Santiago Zacarías, por sus enseñanzas a través de su ejemplo.

A mis hermanos; Rosa, Eucario, Ramón, Ignacio, Macario, Manuel, Abigail, Alberto, Adán, Octavio, Alicia y Cuauhtémoc, por su apoyo.

A mis tíos y primos, familia Santiago Mejía por su apoyo incondicional durante mis estudios

Gracias.

Abel Santiago Fuentes.

RESUMEN

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	ESTUDIO HIDROLOGICO	5
2.1	Definición de la cuenca y determinación de sus características fisiográficas	5
2.2	Análisis de los registros de lluvias	8
2.3	Hidrograma Unitario Triangular	11
2.3.1	Cálculo del Hidrograma Unitario Triangular	13
2.3.2	Hidrogramas Unitarios Triangulares para diferentes duraciones en exceso	15
2.4	Hietogramas de precipitación efectiva	18
2.5	Cálculo de los hidrogramas de escurrimiento directo	21
2.6	Periodo de retorno	29
2.7	Función de distribución de probabilidad Doble Gumbel	30
2.8	Prueba de bondad del ajuste	37
3.	ANÁLISIS Y ADECUACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES	40
3.1	Adecuación de las secciones transversales	40
3.2	Definición de las secciones transversales donde existen puentes carreteros	47
4.	PROPUESTAS PARA MEJORAR LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO	51
4.1	Capacidad de conducción después del paso de las avenidas de octubre de 2005	51
4.2	Restitución de la capacidad de conducción del tramo	53
4.3	Análisis de los diferentes escenarios	56
4.3.1	Propuesta para que pueda pasar un gasto de 1,645 m ³ /s, que corresponde a un Periodo de retorno de 10 años.	56
4.3.2	Propuesta para que pueda pasar un gasto de 2,056 m ³ /s, que corresponde a un Periodo de retorno de 25 años	57
4.3.3	Propuesta para que pueda pasar un gasto de 2,340 m ³ /s, que corresponde a un Periodo de retorno de 50 años	58
4.3.4	Propuesta para que pueda pasar un gasto de 2,614 m ³ /s, que corresponde a un Periodo de retorno de 100 años	59
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	61
6.	REFERENCIAS	64
	APÉNDICE A	65
	APÉNDICE B	72

RESUMEN

En este trabajo se presentan los estudios hidrológico e hidráulico realizados para hacer la revisión de la capacidad de conducción de un tramo del río Suchiate, el cual se localiza frente a Ciudad Hidalgo, Chiapas; este río define la frontera entre México y Guatemala. Primero, con base en datos de lluvia y un modelo lluvia-escorrentamiento, se deduce el tren de avenidas producidas por la presencia del huracán *Stan*, en octubre de 2005; después con los datos de una estación hidrométrica, se hace un análisis para obtener gastos asociados a periodos de retorno, con lo que se obtiene que el caudal asociado a un periodo de retorno de 100 años, es del orden de los $2,618 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se presentan las condiciones en que quedo el cauce del río Suchiate después del paso de las avenidas producidas por el huracán *Stan*. Para ello se utiliza un plano georeferenciado, donde se incluye el tramo en estudio en una imagen de satélite; ahí se indican los cambios en el contorno del cauce producidos durante el paso de las avenidas generadas por el huracán *Stan*. En el mismo plano se incluye la ubicación y orientación de las secciones transversales del levantamiento topográfico realizado por CILA; parte de las secciones transversales se adecuaron con la ayuda de imágenes reportadas en Google Earth, para tener una mejor representación del cauce.

Debido a que después del paso de las avenidas el cauce quedo totalmente azolvado, se presenta un conjunto de alternativas para restituir la capacidad de conducción del tramo en estudio. El cálculo se hace con base en el modelo numérico *HEC-RAS*. Uno de los primeros resultados es que después del paso de las avenidas en cuestión, el gasto máximo que puede pasar por el tramo en estudio es del orden de los $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Para mejorar y/o restituir la capacidad de conducción del tramo en estudio se presentan varias alternativas; entre ellas destaca la propuesta para que pase el caudal de $2,614 \text{ m}^3/\text{s}$, asociado a un periodo de retorno de 100 años, para lo que se requiere hacer un dragado de 5 m en todo el tramo en estudio y la construcción de bordos en ambas márgenes del cauce con una altura de 3 m.

1. INTRODUCCIÓN

Durante la primera semana del mes de octubre de 2005, se presentaron en forma simultánea disminuciones de la presión atmosférica en varios lugares cercanos al estado de Chiapas; una de esas depresiones llegó a alcanzar la categoría de huracán, denominado como Stan. Estos fenómenos meteorológicos propiciaron la ocurrencia de lluvias de alta intensidad y larga duración; así, el escurrimiento en los cauces de las cuencas que drenan a Chiapas, aumentó de manera extraordinaria, dando lugar a que se desbordaran varios ríos y fallaran tanto puentes carreteros como ferroviarios. El desbordamiento de los cauces en tramos donde hay poblaciones vecinas a los ríos propicio la inundación de éstas, con tirantes mayores a 1 m.

Un caso especial de esa zona es el río Suchiate, ya que su cauce forma parte de la frontera internacional entre los países de México y Guatemala, véase fig 1.1. En el caso particular

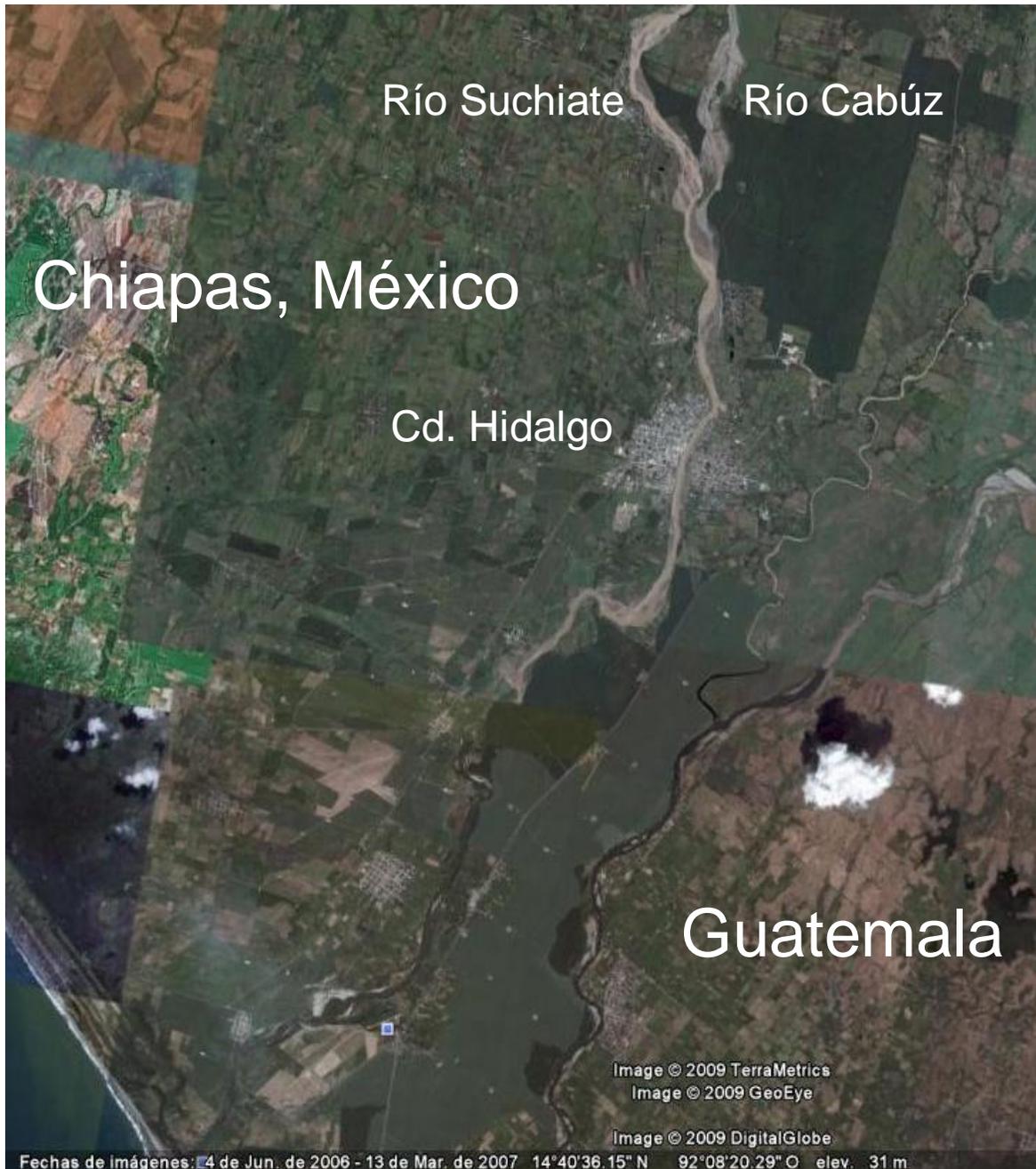


Fig 1.1 Tramo final del río internacional Suchiate

de este río, además de desbordarse e inundar a las poblaciones vecinas, el cauce aumentó considerablemente su ancho y/o se movió, debido a la ocurrencia de severos procesos de erosión marginal y depósito de gran cantidad de sedimento, durante el paso de las avenidas que ocurrieron los días 4, 5 y 6 de octubre de 2005. Al ser este río una frontera internacional,

el estudio de la modificación y el re-encauzamiento del cauce requiere de atención especial, y cualquier estudio que se haga con respecto a este río debe hacerse bajo la supervisión de la Comisión Internacional de Límites y Aguas, CILA, y también de las correspondientes autoridades de la República de Guatemala. En este trabajo se presenta un estudio hecho en el tramo del río Suchiate que pasa frente a Ciudad Hidalgo. Se sabe que en ese tramo se acumuló gran cantidad de sedimento después del paso de las avenidas, por lo que se propone determinar las condiciones en las que quedó el cauce después del paso de la avenida; con base en los resultados obtenidos se hace un análisis para mejorar el funcionamiento hidráulico de ese tramo.

Después del paso de las avenidas se construyeron espigones, de manera casi inmediata, para evitar que el flujo continuara erosionando algunas márgenes del río; sin embargo, dado que este río forma parte de la frontera internacional entre México y Guatemala, es indispensable hacer un estudio adecuado a las necesidades. Se ha considerado que es indispensable disponer de un plano georeferenciado, donde se incluyan las condiciones del cauce antes y después del paso de las avenidas; después, hacer el levantamiento topográfico de secciones transversales para calcular la capacidad de conducción del río en ese tramo, y revisar la suficiencia hidráulica de todo el tramo a estudiar, así como las alturas de ambos bordos de las márgenes que confinan al flujo en el cauce principal; finalmente, se hace el estudio de alternativas para mejorar la capacidad de conducción del tramo en estudio.

Una manera de estudiar del funcionamiento hidráulico de un tramo de cauce que es cruzado por puentes carreteros, durante el paso de avenidas extraordinarias, es con el cálculo de perfiles hidráulicos para gastos asociados a diferentes periodos de retorno. En México se tiene por normatividad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, que el diseño de un puente carretero se debe hacer para que pase un gasto con periodo de retorno de 100 años. Por ello, en el cap 2, primero se emplea un método para relacionar la lluvia efectiva con el escurrimiento directo, cuyo resultado es el hidrograma de la avenida; después, se hace un estudio hidrológico para estimar qué periodo de retorno tienen las

avenidas producidas por el huracán Stan, y también cuál debe ser el gasto de diseño, con periodo de retorno de 100 años, para los puentes carreteros que se tienen en el tramo a estudiar.

Es conveniente aclarar que en la actualidad hay un modelo numérico denominado *HEC-RAS* (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), que es un paquete de programas, de los llamados amigables, con ventanas para la entrada de datos y salida de resultados, tanto en tablas como en figuras en dos y tres dimensiones. Una parte de ese conjunto de programas se emplea para el cálculo de perfiles hidráulicos en tramos de ríos, donde se pueden tener puentes. Se hace notar que en la actualidad el modelo *HEC-RAS* es el que se emplea en Comisión Nacional del Agua, CONAGUA, Comisión Federal de Electricidad, CFE, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, y también en la mayoría de las empresas consultoras que hacen este tipo de cálculos. Por ello, se decidió utilizar este programa para hacer el cálculo de perfiles hidráulicos en el tramo de estudio del río Suchiate. Así, en el cap 3 se presenta y discute la información requerida con respecto a las secciones transversales del cauce, y en el cap 4 se incluye el estudio de la revisión de la capacidad de conducción del cauce y algunas alternativas para mejorar dicha capacidad de conducción.

Finalmente en el cap 5 se indican las conclusiones y recomendaciones obtenidas al hacer el presente estudio.

Al final de este trabajo se anexan dos apéndices, donde se documentan las secciones transversales empleadas en el cálculo de los perfiles hidráulicos.

2. ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 Definición de la cuenca y determinación de sus características fisiográficas

El río Suchiate nace en Guatemala, en las faldas del Volcán Tacaná (véase fig 2.1). En particular, para este estudio se define la cuenca a partir de la Estación Hidrométrica Suchiate II, la cual se localiza aproximadamente a 20 m aguas abajo del puente internacional Dr. Rodolfo Robles (véase fig 2.2).

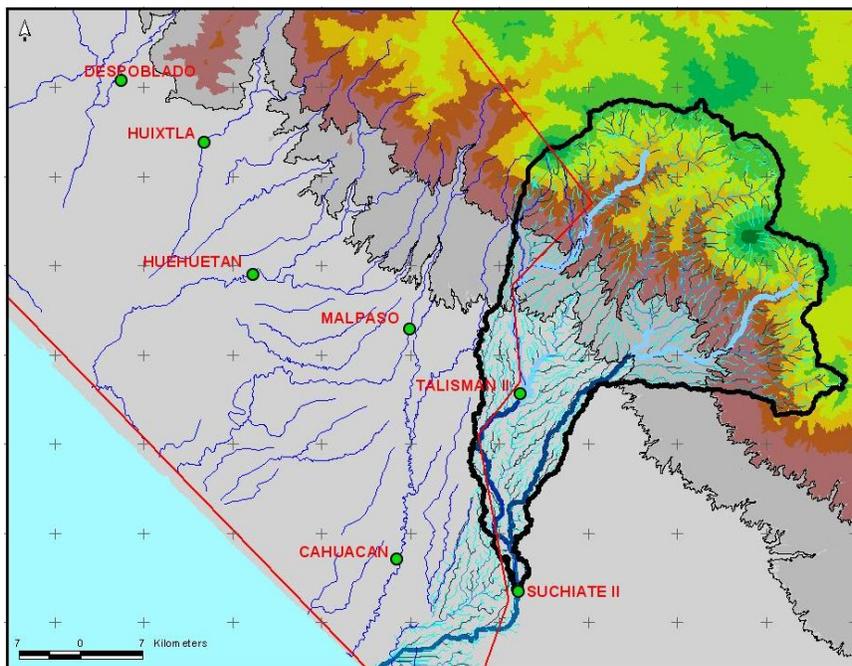


Fig 2.1 Cuenca del río Suchiate, definida a partir de la estación Suchiate II



Fig 2.2 Ubicación de la Estación Hidrométrica Suchiate II

En la estación Suchiate II se dispone de información de aforos hechos desde el año 1955; ahí se registra el gasto que pasa por un lado de Ciudad Hidalgo. En Jiménez *et al* (2006) se reporta que la cuenca así definida tiene una superficie con área total de 1,227 km²; la parte de la cuenca que pertenece al territorio mexicano es aproximadamente de 196 km², mientras que a la República de Guatemala le corresponde aproximadamente 1,031 km²; es decir, el 16% del área total de la cuenca pertenece a México y el 84% a Guatemala. La longitud total del cauce principal, hasta la estación Suchiate II, es de 79.2 km, y la pendiente media del mismo, determinada con el criterio de Taylor y Schwarz, es de 0.041. Con base en una tabla publicada en Aparicio (1989), para esta cuenca se propone que el coeficiente de escurrimiento (C_e) sea del orden de 0.35 (ver tabla 2.1), dado que la cuenca tiene pendientes mayores a 0.07.

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DE ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS:		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

2.2 Análisis de los registros de lluvias

Para este estudio se dispone de las alturas totales de las lluvias registradas en los días 4, 5 y 6 de octubre de 2005 en la estación meteorológica Talisman II (véase fig 2.1 y tabla 2.2), las lecturas fueron tomadas a cada 24 horas. Se hace notar que la estación Talisman II se encuentra dentro de la cuenca del río Suchiate.

Tabla 2.2 Alturas de lluvias diarias registradas en el año 2005

	Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	Finca Triunfo	Malpaso	Mapastepec	Medio Monte	Metapa	Pijijiapan	San Jeronimo	Sio. Domingo	Talisman II	Tapachula	Tonala	Unión	Promedio
Sep-05 20	46.7	35.8	2.2	56.1	24.0	39.5	39.0	19.0	0.2	56.5	SIN DATO	40.7	SIN DATO	5.3	0.0	39.0	28.9
Sep-05 21	73.3	41.3	3.0	80.2	36.6	53.5	93.0	25.0	0.8	11.0	SIN DATO	35.2	SIN DATO	8.9	SIN DATO	45.0	39.0
Sep-05 22	81.2	30.0	9.2	16.7	15.8	51.5	23.0	76.2	37.0	11.2	SIN DATO	30.8	SIN DATO	16.0	13.9	34.5	31.9
Sep-05 23	51.9	32.4	34.9	72.2	33.3	144.5	40.0	30.1	60.0	41.0	SIN DATO	50.5	SIN DATO	17.4	59.8	54.5	51.6
Sep-05 24	111.7	125.2	109.2	218.1	256.5	156.0	256.0	134.5	13.0	142.0	SIN DATO	120.8	SIN DATO	136.3	92.2	134.0	143.3
Sep-05 25	88.4	68.8	46.9	72.0	66.0	44.5	63.0	23.5	125.0	58.0	SIN DATO	50.7	SIN DATO	94.1	69.0	54.0	66.0
Sep-05 26	26.1	0.0	0.9	10.4	0.7	2.5	3.0	0.0	0.0	1.0	SIN DATO	15.3	SIN DATO	SIN DATO	12.2	3.0	5.8
Sep-05 27	0.1	10.7	1.0	20.1	5.8	4.0	6.0	4.0	0.0	2.8	SIN DATO	18.5	SIN DATO	20.5	28.7	22.5	10.3
Sep-05 28	0.0	24.8	37.6	3.2	40.0	34.0	18.0	20.0	10.0	5.5	SIN DATO	25.4	SIN DATO	33.0	37.0	18.0	21.9
Sep-05 29	0.0	42.0	2.6	80.5	0.0	30.0	10.0	43.0	10.0	3.5	SIN DATO	35.7	SIN DATO	7.1	0.0	16.0	20.0
Sep-05 30	0.0	15.5	12.1	9.0	11.5	65.0	31.0	0.0	20.0	37.2	SIN DATO	20.6	SIN DATO	5.9	0.0	2.0	16.4
Oct-05 1	30.5	43.3	97.5	0.0	SIN DATO	118.5	18.0	30.5	60.0	0.0	30.0	18.4	31.7	41.0	0.0	8.0	35.2
Oct-05 2	1.5	0.0	0.0	2.0	SIN DATO	1.0	10.0	31.0	95.0	3.0	50.0	35.7	3.6	0.0	0.0	32.0	17.7
Oct-05 3	190.9	143.0	48.8	88.1	SIN DATO	118.5	62.0	80.0	200.0	92.6	210.0	70.8	126.1	32.3	22.2	142.0	108.5
Oct-05 4	236.3	242.0	194.6	225.8	SIN DATO	273.0	137.0	340.0	230.0	182.3	330.0	85.5	330.3	184.7	232.2	350.0	238.2
Oct-05 5	259.7	144.5	197.5	331.0	SIN DATO	253.0	324.0	82.0	220.0	457.8	320.0	90.8	199.5	200.1	269.6	330.0	245.3
Oct-05 6	121.8	144.5	126.0	41.0	SIN DATO	154.0	SIN DATO	108.0	190.0	70.0	112.0	80.4	91.8	112.6	125.5	118.0	114.0
	259.7	242.0	197.5	331.0	256.5	273.0	324.0	340.0	230.0	457.8	330.0	120.8	330.3	200.1	269.6	350.0	

En la tabla 2.2, están remarcados los valores que nos interesan de las alturas totales de lluvia producidas durante el paso del huracán Stan. Aunque con esta información se puede hacer el cálculo para obtener los hidrogramas de escurrimiento en el río Suchiate, en general, se recomienda hacer el análisis de la relación lluvia–escurrimiento con intervalos de tiempo notablemente menores a un día; esto permite tomar en cuenta que la intensidad de la lluvia cambia con el tiempo.

Afortunadamente, se dispone de un registro de lecturas de lluvias tomado a cada hora en el Observatorio de la ciudad de Tapachula, el cual se localiza dentro de la cuenca del río

Coatán, vecina a la cuenca del río Suchiate, y cuyas fechas de medición coinciden con las de las lluvias en estudio (véase la tabla 2.3).

Con el objetivo de considerar la variación de la lluvia en el tiempo, en este trabajo se hace la hipótesis de que la variación de la lluvia con el tiempo fue la misma en la estación talismán II y en el Observatorio localizado dentro de la ciudad de Tapachula.

Tabla 2.3 Alturas de lluvias horarias

hora	Observatorio de Tapachula		
	4 de oct. 2005 h_p (mm)	5 de oct. 2005 h_p (mm)	6 de oct. 2005 h_p (mm)
1	0.4	5.0	4.7
2	3.6	5.8	0.5
3	6.1	5.4	1.5
4	10.1	8.0	0.9
5	15.1	3.6	0.8
6	8.1	5.6	4.4
7	25.5	10.7	1.5
8	32.7	18.0	3.2
9	6.0	9.7	3.7
10	3.5	7.0	0.2
11	2.3	4.5	3.7
12	6.0	1.0	1.8
13	10.0	18.5	20.6
14	9.4	22.0	6.7
15	8.8	11.5	10.3
16	7.3	14.0	5.5
17	1.0	2.3	16.2
18	0.0	9.4	4.6
19	7.6	2.8	10.3
20	0.8	0.3	7.6
21	0.0	1.7	0.6
22	7.6	11.3	0.0
23	10.6	16.1	0.3
24	2.8	5.9	3.0
	184.7	200.1	112.6

Para calcular la distribución de la lluvia en el tiempo en la estación Talismán II, primero se obtienen los porcentajes de las lluvias horarias medidas en el observatorio de Tapachula, dividiendo las alturas de lluvia horarias entre la altura total de la lluvia del día en estudio

(segunda columna de la tabla 2.4); después, estos porcentajes se multiplican por el valor registrado en la estación Talismán II, de la lluvia total de 24 h (tercera columna de la tabla 2.4); los valores calculados se incluyen en la tabla 2.4. De esta manera queda definida la distribución horaria de la lluvia en la estación Talismán II.

Tabla 2.4 Distribución de la lluvia en el tiempo para Talismán II

MODELACIÓN DE LAS LLUVIAS									
04-oct-05		04-oct-05		05-oct-05		05-oct-05		06-oct-05	
Observatorio		Talismán II		Observatorio		Talismán II		Observatorio	
t (h)	h_p (mm)	Porcentajes	h_p (mm)	h_p (mm)	Porcentajes	h_p (mm)	h_p (mm)	Porcentajes	h_p (mm)
1	0.400	0.002	0.715	5.000	0.025	4.985	4.700	0.042	3.832
2	3.600	0.019	6.438	5.800	0.029	5.783	0.500	0.004	0.408
3	6.100	0.033	10.909	5.400	0.027	5.384	1.500	0.013	1.223
4	10.100	0.055	18.062	8.000	0.040	7.976	0.900	0.008	0.734
5	15.100	0.082	27.003	3.600	0.018	3.589	0.800	0.007	0.652
6	8.100	0.044	14.485	5.600	0.028	5.583	4.400	0.039	3.587
7	25.500	0.138	45.602	10.700	0.053	10.668	1.500	0.013	1.223
8	32.700	0.177	58.478	18.000	0.090	17.946	3.200	0.028	2.609
9	6.000	0.032	10.730	9.700	0.048	9.671	3.700	0.033	3.017
10	3.500	0.019	6.259	7.000	0.035	6.979	0.200	0.002	0.163
11	2.300	0.012	4.113	4.500	0.022	4.487	3.700	0.033	3.017
12	6.000	0.032	10.730	1.000	0.005	0.997	1.800	0.016	1.467
13	10.000	0.054	17.883	18.500	0.092	18.445	20.600	0.183	16.795
14	9.400	0.051	16.810	22.000	0.110	21.934	6.700	0.060	5.462
15	8.800	0.048	15.737	11.500	0.057	11.466	10.300	0.091	8.397
16	7.300	0.040	13.055	14.000	0.070	13.958	5.500	0.049	4.484
17	1.000	0.005	1.788	2.300	0.011	2.293	16.200	0.144	13.207
18	0.000	0.000	0.000	9.400	0.047	9.372	4.600	0.041	3.750
19	7.600	0.041	13.591	2.800	0.014	2.792	10.300	0.091	8.397
20	0.800	0.004	1.431	0.300	0.001	0.299	7.600	0.067	6.196
21	0.000	0.000	0.000	1.700	0.008	1.695	0.600	0.005	0.489
22	7.600	0.041	13.591	11.300	0.056	11.266	0.000	0.000	0.000
23	10.000	0.054	17.883	16.100	0.080	16.052	0.300	0.003	0.245
24	2.800	0.015	5.007	5.900	0.029	5.882	3.000	0.027	2.446
	184.700	1	330.300	200.100	1	199.500	112.600	1	91.800
			330.300			199.500			91.800

2.3 Hidrograma Unitario Triangular

Debido a que los datos de la cuenca en estudio son escasos, se ha considerado conveniente emplear el método del Hidrograma Unitario Triangular para tener una relación entre la lluvia y el escurrimiento directo. El método del Hidrograma Unitario Triangular permite generar un hidrograma, que a su vez, se emplea al aplicar el procedimiento de convolución para obtener el hidrograma de escurrimiento directo. En principio, el hidrograma unitario es un modelo lineal simple que se utiliza para deducir el hidrograma resultante de cualquier lluvia efectiva o en exceso, la cual es la que produce el escurrimiento directo, y cuyo concepto se trata posteriormente. Las siguientes suposiciones son básicas para la aplicación de este modelo:

1. La precipitación efectiva tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva y ésta puede variar de acuerdo con los datos disponibles.
2. La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en toda la superficie de la cuenca.
3. Proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de lluvia efectiva. Por lo tanto, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.
4. Superposición de causas y efectos. El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos de lluvia que ocurren después.

En este trabajo se emplea la metodología y fórmulas propuestas en Aparicio (1989), para definir en función de una duración efectiva, las características del Hidrograma Unitario Triangular; las correspondientes expresiones son las siguientes, véase fig 2.3.

Tiempo de concentración, t_c , es el tiempo que tarda en llegar el agua de lluvia, desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma, y se obtiene con la expresión siguiente

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (2.1)$$

donde L es la longitud del cauce principal, en m; S , la pendiente media del cauce principal, y t_c tiene unidades de tiempo, en h.

El tiempo de retraso, denotado como t_r (véase fig 2.3), se obtiene con la expresión siguiente

$$t_r = 0.6t_c \quad (2.2)$$

La duración efectiva, d_e , es el intervalo de tiempo que se emplea para definir el hietograma a partir de la curva masa de lluvia, y se considera que en ese intervalo de tiempo la intensidad de la lluvia es constante, véase fig 2.3; se obtiene con la ecuación siguiente

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (2.3)$$

El tiempo de pico, t_p , se tiene cuando se presenta el gasto máximo en un hidrograma, y se expresa en h. El tiempo de pico se obtiene con la ecuación siguiente

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (2.4)$$

El tiempo base es el tiempo durante el cual existe escurrimiento directo y se obtiene con la ecuación siguiente

$$t_b = 2.67t_p \quad (2.5)$$

El gasto de pico corresponde al máximo caudal que se tiene en el hidrograma, y se obtiene por medio de la ecuación siguiente

$$q_p = \frac{0.555 A_c}{t_b} \quad (2.6)$$

donde A_c es el área de la cuenca, en km^2 , y q_p tiene unidades de $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$.

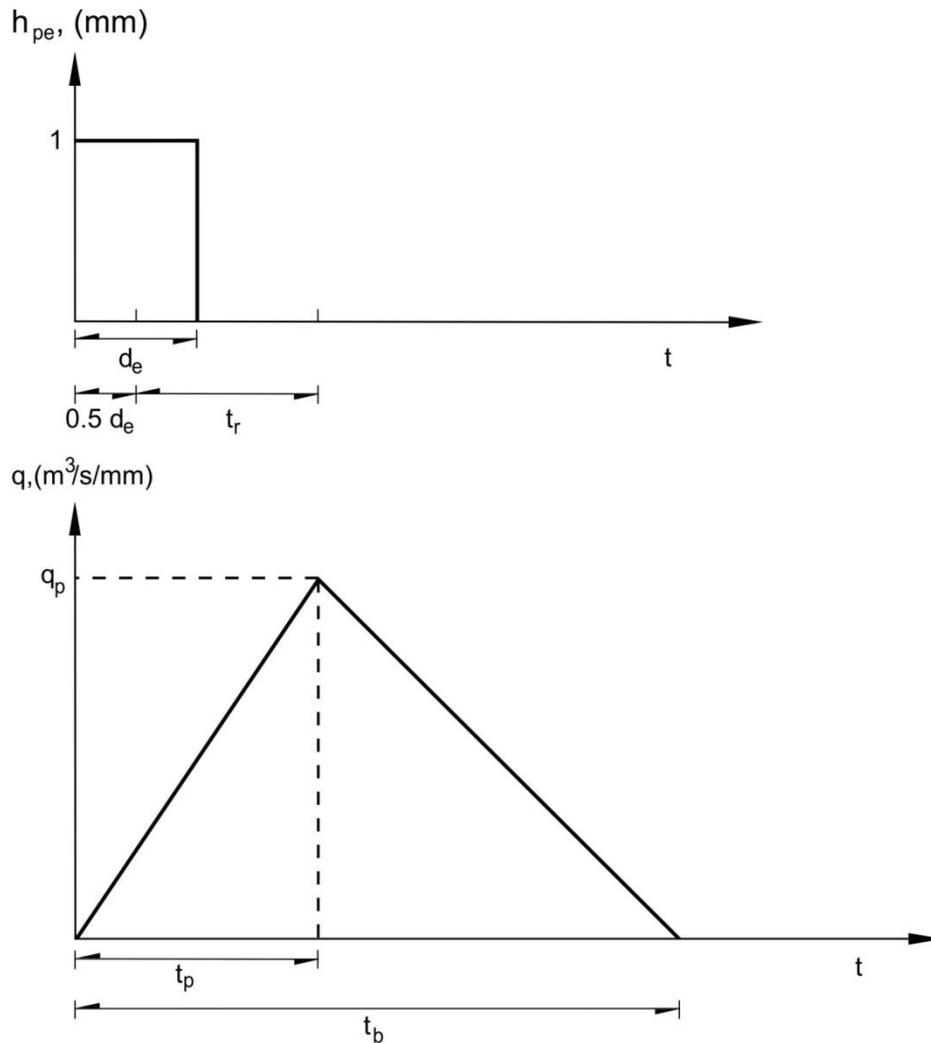


Fig. 2.3 Hidrograma Unitario Triangular

2.3.1 Cálculo del Hidrograma Unitario Triangular

Al sustituir los correspondientes valores de la pendiente media de la cuenca y la longitud del cauce principal en la ecuación 2.1, se obtiene el tiempo de concentración

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} = 0.000325 \left(\frac{79200}{\sqrt{0.041}} \right)^{0.77} = 6.6 \text{ h}$$

El tiempo de retraso lo calculamos con la fórmula 2.2

$$t_r = 0.6t_c = 0.6(6.6) = 3.96 \text{ h}$$

Aparicio (1989) propone calcular la duración efectiva por medio de la ecuación 2.3, esta duración efectiva es

$$d_e = 2\sqrt{t_c} = 2\sqrt{6.6} = 5.13 \approx 5 \text{ h}$$

Con la ecuación 2.4 se calcula el tiempo de pico

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r = \frac{5}{2} + 3.96 = 6.46 \approx 6.5 \text{ h}$$

Con la fórmula 2.5 se obtiene el tiempo base

$$t_b = 2.67t_p = 2.67(6.5) = 17.35 \approx 17.5 \text{ h}$$

Y finalmente se calcula el gasto de pico con la fórmula 2.6

$$q_p = \frac{0.555A_c}{t_b} = \frac{0.555(1154)}{17.5} = 36.8 \text{ (m}^3/\text{s/mm)}$$

Las dimensiones del Hidrograma Unitario Triangular para una duración efectiva de 5 horas, se incluyen en la figura (2.4)

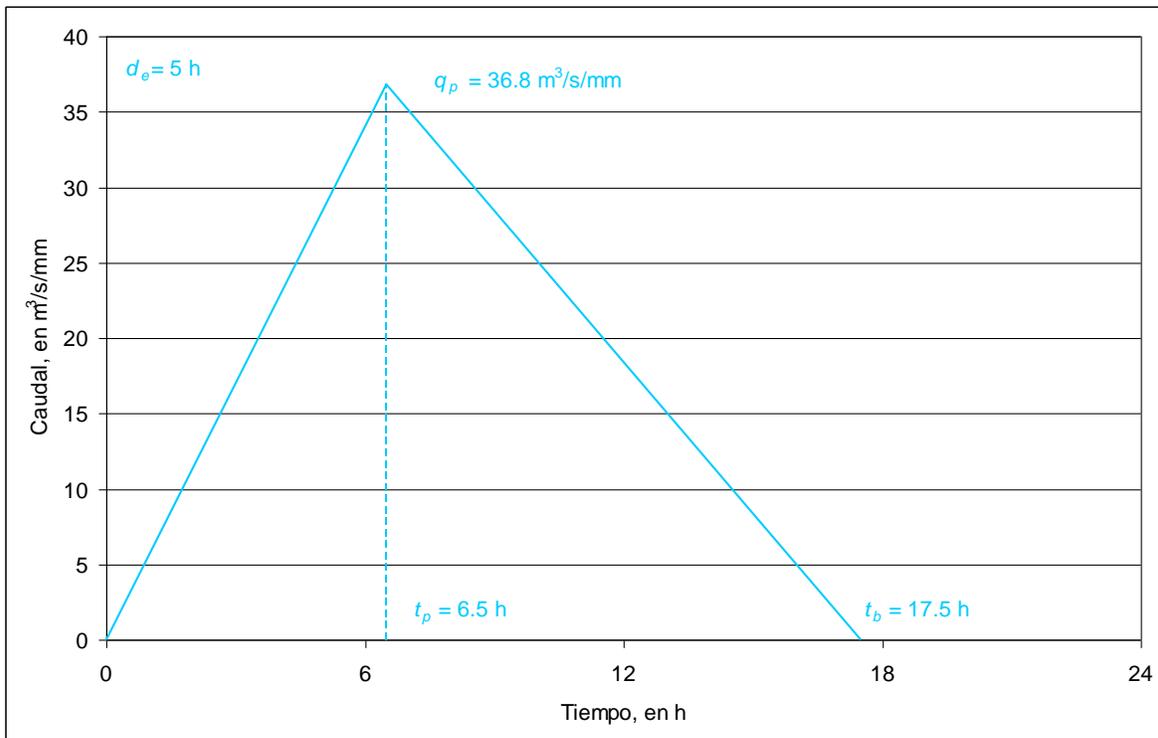


Fig. 2.4 Hidrograma Unitario Triangular (duración en exceso de 5 h)

2.3.2 Hidrogramas Unitarios Triangulares para diferentes duraciones en exceso

Es importante aclarar que en el caso de disponer de un registro de lluvias totales diarias, a cada 24 h, en Jiménez *et al* (2006) se recomienda emplear como duración en exceso ese mismo intervalo de tiempo, es decir $d_e = 24$ h; mientras que en el caso de disponer de un registro de lluvias horarias, o sea, tener las lecturas de alturas de lluvia tomadas a cada hora, se recomienda emplear como duración en exceso $d_e = 1$ h. Desde luego, mientras menor sea la duración en exceso, se considera mejor la variación de la lluvia en el tiempo, y los resultados obtenidos serán mejores. Por ello, en este trabajo, además de calcular el Hidrograma Unitario Triangular para una duración en exceso de cinco horas, también se obtienen los correspondientes Hidrogramas Unitarios para las duraciones en exceso de una y veinticuatro horas.

Hidrograma Unitario Triangular para la duración en exceso de 24 h

En este caso, el intervalo de tiempo de 24 h es el mismo con el que se hicieron las lecturas de alturas de lluvia en la estación Talismán II, cuyos valores integran la información original que se tiene con respecto a las alturas de lluvia totales registradas en esta estación hidrométrica durante los días 4, 5 y 6 de octubre de 2005 (véase tabla 2.2); por ello, para este caso la duración en exceso es $d_e = 24$ h.

Las dimensiones del Hidrograma Unitario Triangular para esta duración en exceso están asociadas a los mismos tiempos de concentración, $t_c = 6.6$ h, y de retraso, $t_r = 3.96$ h, ya calculados. Así, con la duración en exceso, $d_e = 24$ h, se obtienen las variables siguientes:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r = \frac{24}{2} + 3.96 = 15.96 \approx 16 \text{ h}$$

$$t_b = 2.67t_p = 2.67(16) = 42.7 \approx 42.5 \text{ h}$$

$$q_p = \frac{0.555A_c}{t_b} = \frac{0.555(1154)}{42.5} = 15 \text{ (m}^3/\text{s/mm)}$$

En la fig 2.5 se presenta el Hidrograma Unitario Triangular correspondiente a la duración en exceso de 24 h.

Hidrograma Unitario Triangular para la duración en exceso de 1 hora

Cuando se dispone de un registro de alturas de lluvia hecho a cada hora, es conveniente emplear ese mismo intervalo de tiempo para definir la duración en exceso. Debido a que en este trabajo se obtuvo un registro de lluvias horarias, véase tabla 2.4, esto permite proponer que la duración en exceso sea de una hora.

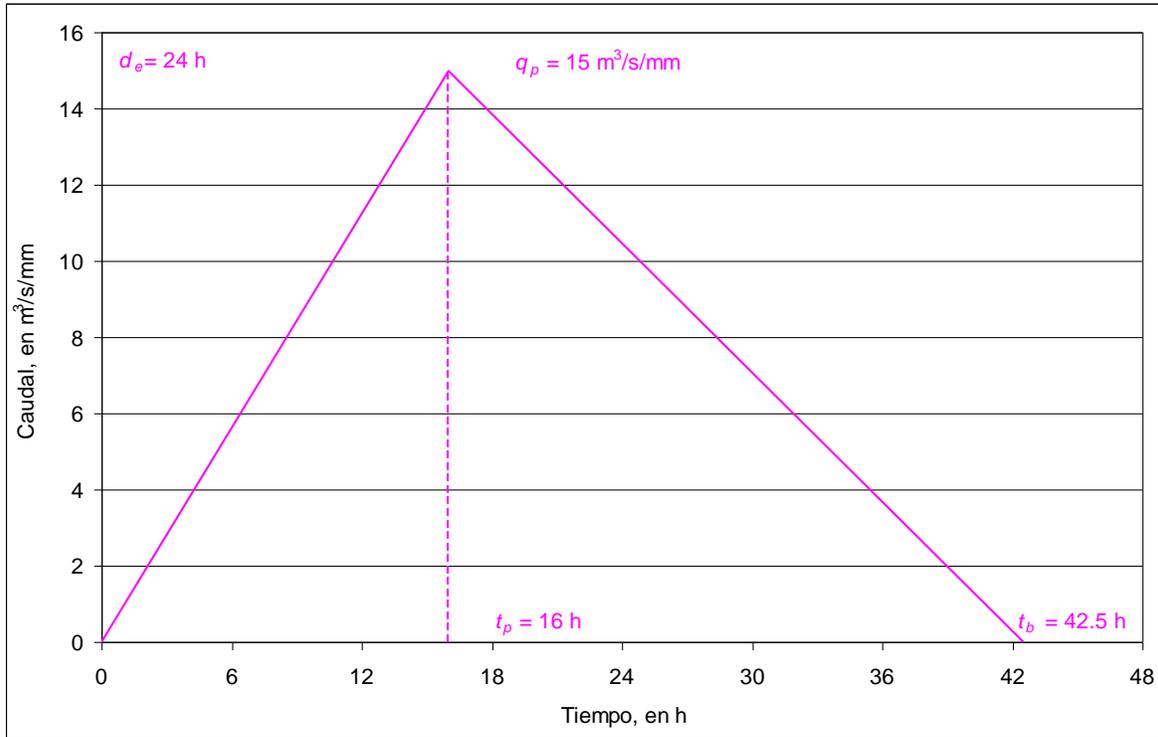


Fig. 2.5 Hidrograma Unitario Triangular (duración en exceso de = 24 h)

Nuevamente, en el cálculo de las dimensiones del Hidrograma Unitario Triangular, tanto el tiempo de concentración como el de retraso tienen los mismos valores, por lo que se requiere calcular las demás dimensiones que están en función de la duración en exceso de una hora, cuyo cálculo se presenta a continuación:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r = \frac{1}{2} + 3.96 = 4.46 \approx 4.5 \text{ h}$$

$$t_b = 2.67t_p = 2.67(4.5) = 12 \text{ h}$$

$$q_p = \frac{0.555A_c}{t_b} = \frac{0.555(1154)}{12} = 53.43 \text{ (m}^3/\text{s/mm)}$$

En la fig 2.6 se presenta el correspondiente Hidrograma Unitario Triangular.

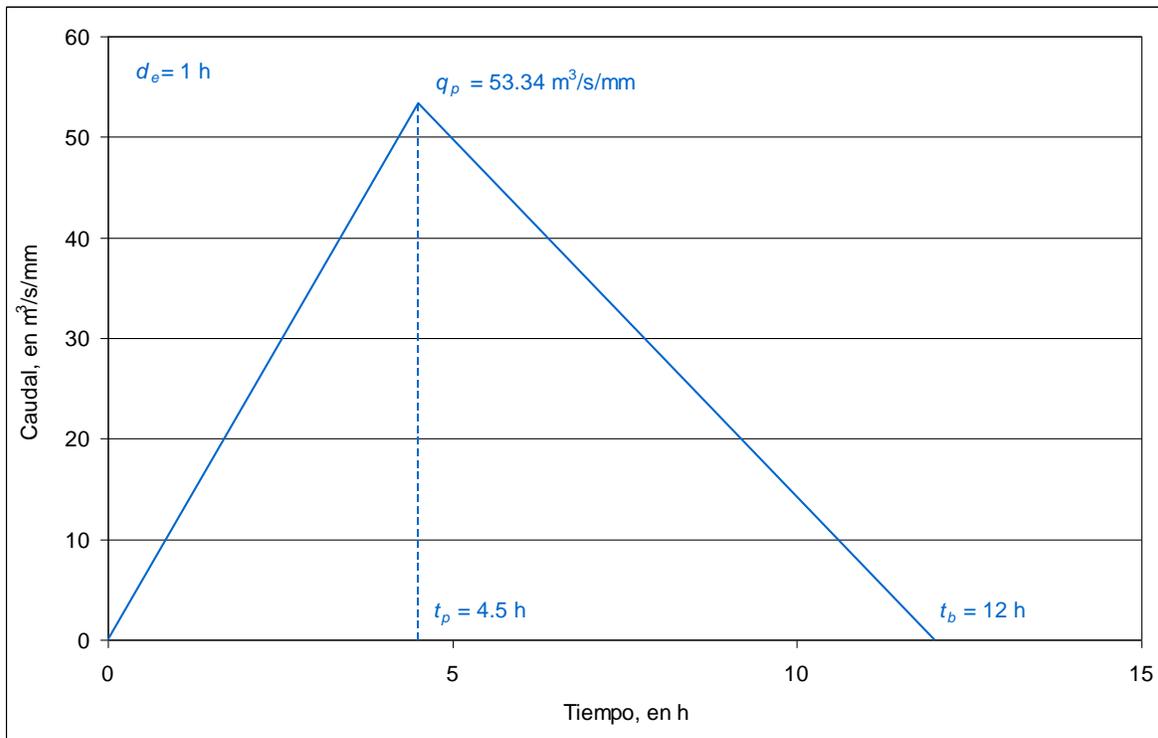


Fig. 2.6 Hidrograma Unitario Triangular (duración en exceso de 1 h)

2.4 Hietogramas de precipitación efectiva

Los hietogramas de precipitación efectiva son fundamentales para el estudio de la relación lluvia-escorrimento. A la diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de precipitación efectiva se le conoce como pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por infiltración con algo de intercepción, almacenamiento superficial y evaporación; mientras que la lluvia efectiva es la que produce el escorrimento directo.

Se recuerda que el intervalo de tiempo de la duración efectiva utilizado para definir las ordenadas del hidrograma unitario triangular, debe ser igual al especificado para los hietogramas de precipitación efectiva.

Una manera de calcular la altura de lluvia efectiva se basa en emplear el coeficiente de escurrimiento, denotado como C_e ; en este subcapítulo se obtienen los hietogramas de las precipitaciones efectivas para las duraciones en exceso de una, cinco y veinticuatro horas.

Hietograma de precipitación efectiva de 24 h

En la fig 2.7 se incluyen los hietogramas de lluvia total y efectiva, que se obtienen al considerar una duración en exceso de 24 horas. Por un lado, las alturas de lluvia totales son las reportadas en la tabla 2.2; mientras que las alturas de lluvia efectiva se obtienen al multiplicar las alturas de lluvia totales por el coeficiente de escurrimiento, $C_e = 0.35$.

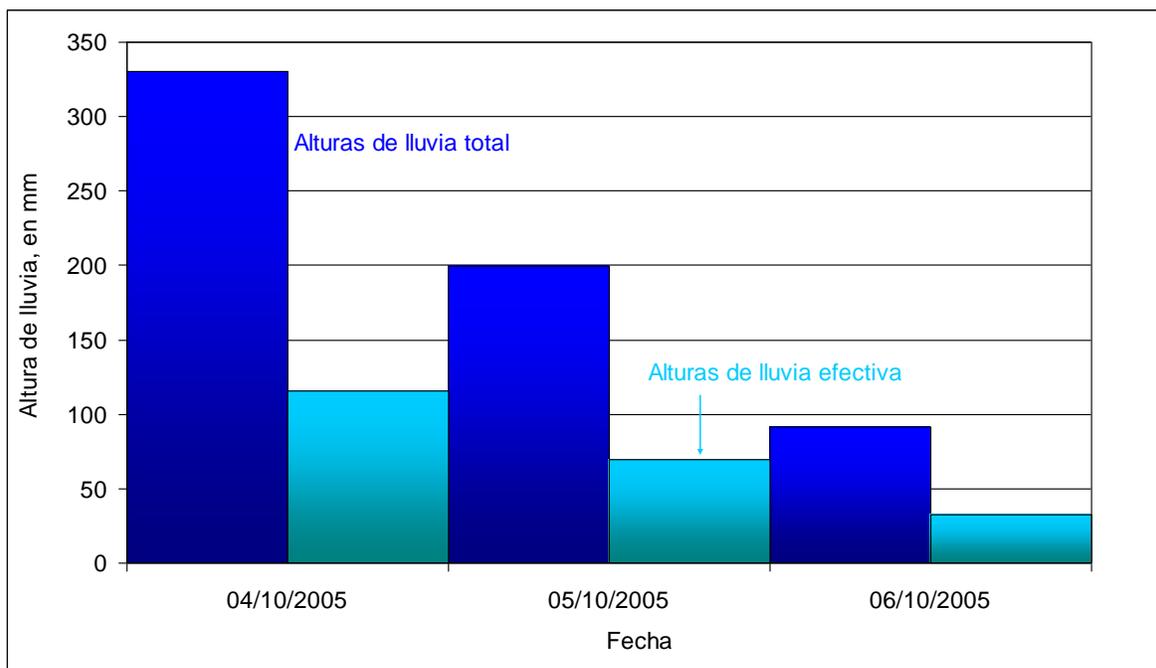


Fig. 2.7 Hietogramas de lluvia total y efectiva para $d_e = 24 h$

Hietograma de precipitación efectiva asociado a la duración en exceso de 5 h

Para obtener este nuevo hietograma de precipitación efectiva, primero se calcula el correspondiente hietograma de lluvia total para una duración de cinco horas; para ello se emplean los datos de lluvias totales anotados en la tabla 2.4 de la manera siguiente: primero se hace la suma de las alturas de lluvias registradas durante las primeras cinco horas; cuyo

resultado es de 63.12 mm; después, se hace la suma de las alturas de lluvia registradas durante las siguientes cinco horas, y cuyo resultado es 135.55 mm; de la misma manera se obtiene las demás alturas de lluvia acumuladas por intervalos de cinco horas; estos valores definen el hietograma de precipitación total asociado a la duración en exceso de cinco horas. Posteriormente, el hietograma de precipitación efectiva se obtiene al multiplicar cada una de las alturas de lluvia del hietograma de lluvias totales por el coeficiente de escurrimiento. Los hietogramas resultantes se incluyen en la fig 2.8.

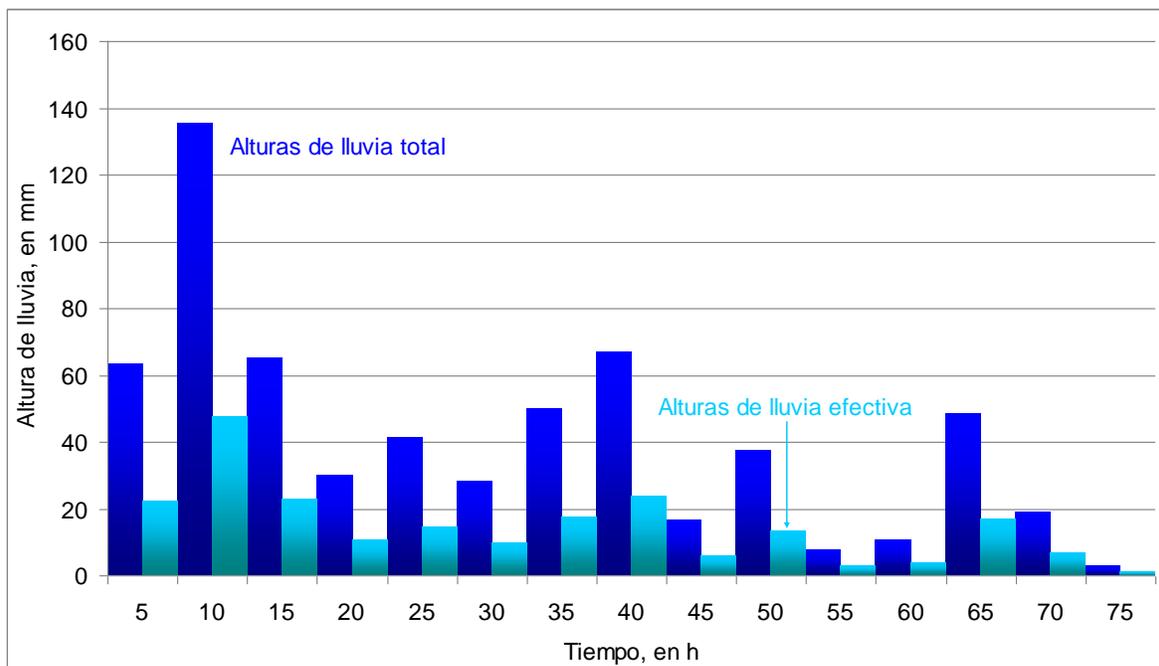


Fig. 2.8 Hietogramas de lluvia total y efectiva para $d_e = 5 h$

Hietograma de precipitación efectiva de 1 h

De manera similar se obtiene el hietograma de precipitación efectiva asociado a una duración en exceso de una hora. En este caso, los valores de las lluvias horarias reportados en la tabla 2.4 forman el correspondiente hietograma de lluvias totales por hora; al multiplicar cada una de estas alturas por el coeficiente de escurrimiento se obtienen las alturas de lluvia efectiva que forman el correspondiente hietograma; ambos hietogramas para la duración en exceso de una hora se incluyen en la fig 2.9.

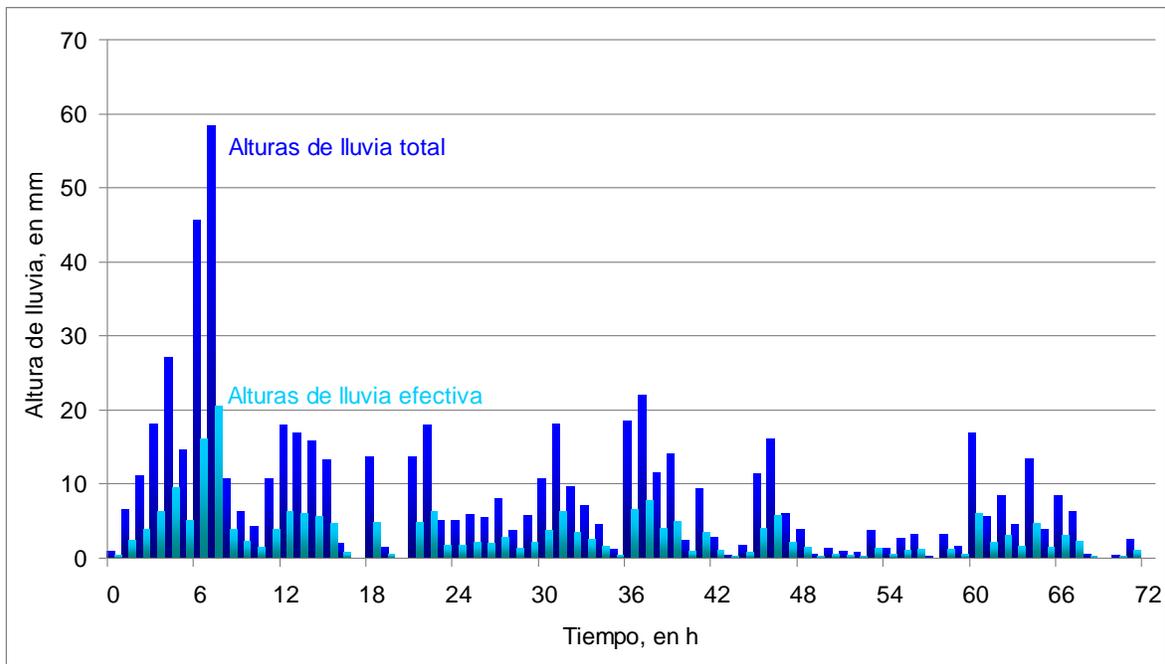


Fig. 2.9 Hietogramas de lluvia total y efectiva para $d_e = 1 h$

2.5 Cálculo de los hidrogramas de escurrimiento directo

Para obtener cada hidrograma de escurrimiento directo producido por cada uno de los hietogramas de precipitación efectiva obtenidos en el subcapítulo anterior, se emplea el llamado método de convolución. Este método se fundamenta principalmente en dos principios, el de proporcionalidad y el de la superposición de causas y efectos.

Utiliza la proporcionalidad tomando como base un hidrograma unitario para una determinada duración en exceso de una altura de lluvia efectiva. Esta duración puede ser una hora o un día (solo por mencionar un ejemplo) y debe ser igual a la duración efectiva para cada altura de lluvia de nuestro hietograma de precipitación efectiva, que se utilizará para generar los hidrogramas parciales. Al emplear la superposición de causas y efectos se superponen los hidrogramas parciales desfasados por su duración efectiva, es decir, llevan una secuencia, como va ocurriendo cada uno. Los hidrogramas parciales se suman para finalmente obtener el hidrograma de escurrimiento directo que ha generado la lluvia en exceso con la duración efectiva especificada.

Con base en la versión discreta de la ecuación de convolución (ecuación 2.7), se realiza el cálculo para obtener el hidrograma de escurrimiento directo, teniendo como datos el hietograma de precipitación efectiva (P) y el hidrograma unitario (U).

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.7)$$

donde P_m es la m -ésima ordenada en el hietograma de precipitación efectiva; y M es el número total de ordenadas de dicho hietograma; U_n es la n -ésima ordenada en el hidrograma unitario de escurrimiento y N es el número total de ordenadas de dicho hidrograma. Entonces pueden calcularse N ordenadas para el hidrograma requerido (Q_n), por lo que n toma los valores de $n = \{1, 2, \dots, N\}$ (véase la tabla 2.5).

Tabla 2.5 Ecuación de convolución

Conjunto de ecuaciones para la convolución de tiempo discreto	
$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1}$	
n = 1, 2, ..., N	
Q_1	$= P_1 U_1$
Q_2	$= P_2 U_1 + P_1 U_2$
Q_3	$= P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3$
...	
Q_M	$= P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M$
Q_{M+1}	$= 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1}$
...	
Q_{N-1}	$= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_M U_{N-M} + P_{M-1} U_{N-M+1}$
Q_N	$= 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_M U_{N-M+1}$

Los cálculos con el método de convolución se realizan para las duraciones efectivas de 1, 5 y 24 horas. Con el objetivo de explicar de manera clara el procedimiento de cómo se van realizando las convoluciones, a continuación se muestra la grafica del hidrograma que resulta al aplicar el método con duración efectiva de 24 horas y su hietograma

correspondiente; es importante observar los hidrogramas parciales que genera cada barra del hietograma, así como el tiempo en que inicia cada uno de ellos, el cual está determinado por la duración efectiva.

Hidrograma de escurrimiento directo para $d_e = 24$ h

Para generar este hidrograma de escurrimiento directo en el método de convolución (tabla 2.5), se substituyen las ordenadas (P_m) del hietograma (ver tabla 2.6), y las ordenadas presentadas a cada hora (U_n) del Hidrograma Unitario Triangular, cuyos valores se presentan en la tabla 2.7.

Tabla 2.6 Alturas de precipitación efectiva para $d_e=24$ horas

t (h)	h_{pe} (mm)
0 a 24	115.61
24 a 48	69.83
48 a 72	32.13

Tabla 2.7 Datos del Hidrograma Triangular con $d_e=24$ horas.

t (h)	q (m ³ /s/mm)	t (h)	q (m ³ /s/mm)	t (h)	q (m ³ /s/mm)
0	0	15	14.14	30	7.07
1	0.94	16	15.08	31	6.51
2	1.88	17	14.41	32	5.94
3	2.83	18	13.84	33	5.38
4	3.77	19	13.28	34	4.81
5	4.71	20	12.71	35	4.25
6	5.65	21	12.15	36	3.68
7	6.60	22	11.58	37	3.12
8	7.54	23	11.02	38	2.55
9	8.48	24	10.46	39	1.99
10	9.42	25	9.89	40	1.43
11	10.37	26	9.33	41	0.86
12	11.31	27	8.76	42	0.30
13	12.25	28	8.20	43	0
14	13.19	29	7.63		

En la fig 2.10 se muestra el hidrograma de escurrimiento directo, en color azul claro, producido por la lluvia efectiva de 115.61 mm; también, en la misma figura se incluye tanto el hidrograma de escurrimiento directo producido por la lluvia de 69.83 mm, en color fucsia, como el correspondiente a la lluvia de 32.13 mm, en color verde. Todos estos

hidrogramas han sido obtenidos al aplicar el concepto de proporcionalidad, con base en el Hidrograma Unitario Triangular asociado a la duración en exceso de 24 h. Posteriormente, al emplear el concepto de superposición de causas y efectos, se obtiene el hidrograma de escurrimiento total, dibujado con línea de color rojo, el cual queda definido al sumar las coordenadas que tienen el mismo tiempo de los hidrogramas producidos por cada una de las lluvias en exceso.

En la misma figura 2.10, se nota que el gasto máximo es de 1,743 m³/s; es conveniente aclarar que al emplear la duración efectiva de 24 h, no se ha considerado de manera adecuada la variación de la intensidad en la lluvia que se tuvo durante cada uno de los días en estudio. Este resultado nos da una idea de la cantidad de agua que pasó por el río, sin embargo, es recomendable reducir el intervalo de tiempo del hidrograma de lluvia efectiva, para considerar de manera mas adecuada la variación de la intensidad de la lluvia.

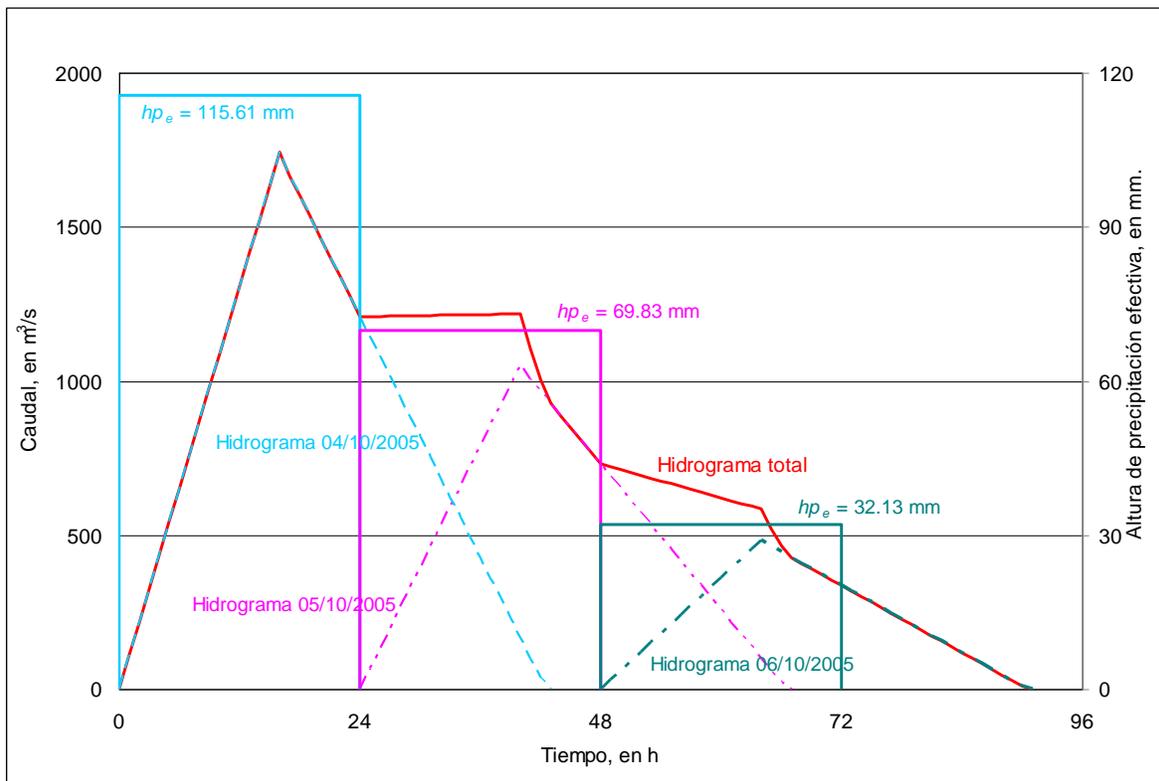


Fig. 2.10 Hietograma e Hidrograma con duración efectiva de 24 h

Hidrograma de escurrimiento directo para $d_e = 5 h$

Al aplicar el método de convolución, ahora para una duración efectiva de 5 h, se emplean las ordenadas (P_m) del hietograma (ver tabla 2.8), y las ordenadas (U_n) del Hidrograma Unitario Triangular, las cuales están anotadas a cada media hora en la tabla 2.9.

Tabla 2.8 Alturas de precipitación efectiva para $d_e=5$ horas

t (h)	h_{pe} (mm)
0 a 5	22.09
5 a 10	47.44
10 a 15	22.85
15 a 20	10.45
20 a 25	14.51
25 a 30	9.91
30 a 35	17.41
35 a 40	23.38
40 a 45	5.76
45 a 50	13.10
50 a 55	2.60
55 a 60	3.60
60 a 65	16.92
65 a 70	6.59
70 a 75	0.94

Tabla 2.9 Datos del Hidrograma Triangular con $d_e=5$ horas

t (h)	q ($m^3/s/mm$)	t (h)	q ($m^3/s/mm$)	t (h)	q ($m^3/s/mm$)
0	0	6	34.0	12	18.4
0.5	2.8	6.5	36.8	12.5	16.7
1	5.7	7	35.1	13	15.0
1.5	8.5	7.5	33.4	13.5	13.4
2	11.3	8	31.8	14	11.7
2.5	14.2	8.5	30.1	14.5	10.0
3	17.0	9	28.4	15	8.4
3.5	19.8	9.5	26.8	15.5	6.7
4	22.6	10	25.1	16	5.0
4.5	25.5	10.5	23.4	16.5	3.3
5	28.3	11	21.7	17	1.7
5.5	31.1	11.5	20.1	17.5	0

Nuevamente, al aplicar el método de convolución, ec 2.7, se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo mostrado en la fig 2.11. En la misma figura se nota que al emplear el hietograma con duración efectiva de cinco horas, se considera mejor la variación de la lluvia en el tiempo, y por tanto, también se obtiene un hidrograma de escurrimiento directo

con mayor variación; un resultado notablemente diferente es el caudal máximo, cuyo valor es de $2,383 \text{ m}^3/\text{s}$.

Al comparar éste valor del gasto máximo $Q_p = 2,383 \text{ m}^3/\text{s}$, con el calculado para la duración efectiva de 24 horas, $Q_p = 1,743 \text{ m}^3/\text{s}$, se nota que la diferencia entre ellos es del orden de 35%.

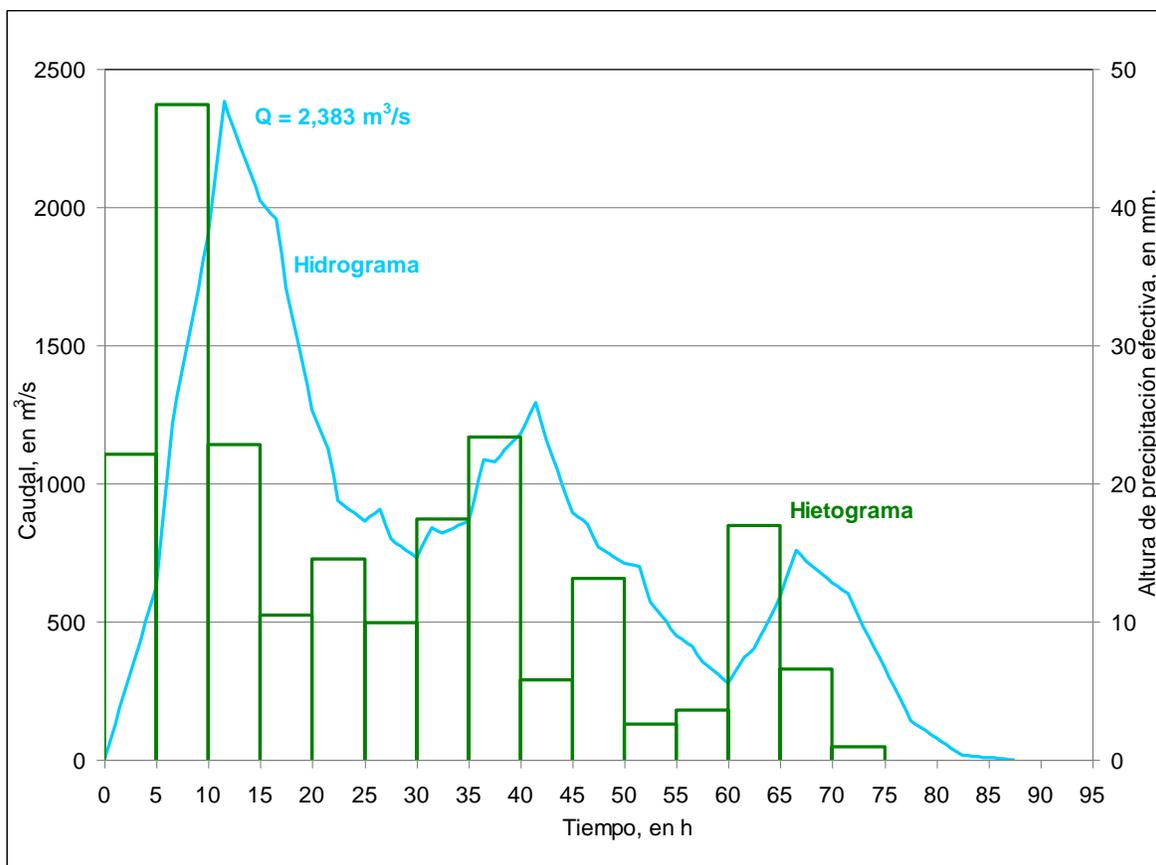


Fig. 2.11 Hietograma e Hidrograma con duración efectiva de 5 h

Hidrograma de escurrimiento directo para $d_e = 1 \text{ h}$

Al aplicar nuevamente el método de convolución con los datos correspondientes a una duración efectiva de una hora, (ver tablas 2.10 y 2.11), obtenemos el hidrograma de escurrimiento directo mostrado en la fig 2.12; para este caso se tiene un gasto máximo de $2,849 \text{ m}^3/\text{s}$; este caudal es el mayor de los tres gastos calculados.

Tabla 2.10 Alturas de precipitación efectiva para $d_e=1$ hora

T (h)	h_{pe} (mm)	t (h)	h_{pe} (mm)	t (h)	h_{pe} (mm)
0	0.25	24	1.74	48	1.34
1	2.25	25	2.02	49	0.14
2	3.82	26	1.88	50	0.43
3	6.32	27	2.79	51	0.26
4	9.45	28	1.26	52	0.23
5	5.07	29	1.95	53	1.26
6	15.96	30	3.73	54	0.43
7	20.47	31	6.28	55	0.91
8	3.76	32	3.38	56	1.06
9	2.19	33	2.44	57	0.06
10	1.44	34	1.57	58	1.06
11	3.76	35	0.35	59	0.51
12	6.26	36	6.46	60	5.88
13	5.88	37	7.68	61	1.91
14	5.51	38	4.01	62	2.94
15	4.57	39	4.89	63	1.57
16	0.63	40	0.80	64	4.62
17	0.00	41	3.28	65	1.31
18	4.76	42	0.98	66	2.94
19	0.50	43	0.10	67	2.17
20	0.00	44	0.59	68	0.17
21	4.76	45	3.94	69	0.00
22	6.26	46	5.62	70	0.09
23	1.75	47	2.06	71	0.86

Tabla 2.11 Datos del Hidrograma Triangular con $d_e=1$ hora.

t (h)	q (m ³ /s/mm)	t (h)	q (m ³ /s/mm)	t (h)	q (m ³ /s/mm)
0	0	4.5	53.34	9	21.34
0.5	5.93	5	49.78	9.5	17.78
1	11.85	5.5	46.23	10	14.22
1.5	17.78	6	42.67	10.5	10.67
2	23.71	6.5	39.12	11	7.11
2.5	29.63	7	35.56	11.5	3.56
3	35.56	7.5	32.00	12	0
3.5	41.49	8	28.45		
4	47.41	8.5	24.89		

En la figura 2.13 se muestran los tres hidrogramas obtenidos con el método de convolución; es importante recordar el porqué se recomienda reducir lo más que se pueda la duración efectiva; claramente podemos observar que el hidrograma cuya duración efectiva es 1 hora, es más completo, y nos proporciona el mayor gasto de pico, este gasto de escurrimiento directo es uno de los objetivos principales de nuestro estudio hidrológico y en este momento podemos decir que el gasto máximo que pasó por el río Suchiate, el 4 de octubre de 2005, al presentarse el huracán Stan, fue del orden de 2,849 m³/s, sin embargo los gastos máximos que se presentaron en los días 5 y 6 de octubre de 2005 fueron de 1,318 y 826

m³/s respectivamente; esta cantidad de agua inundo parte de Ciudad Hidalgo y también provocó que el río en algunos tramos modificara su cauce original.

Con los resultados que obtuvimos en este cálculo se puede comprender que efectivamente al considerar duraciones en exceso, de intervalos pequeños de tiempo, la intensidad de las lluvias de los días analizados varía de manera considerable (véase figura 2.12). Sin embargo, se toma en cuenta que el cálculo realizado con la duración efectiva de 24 h, es bastante útil para explicar el método de convolución.

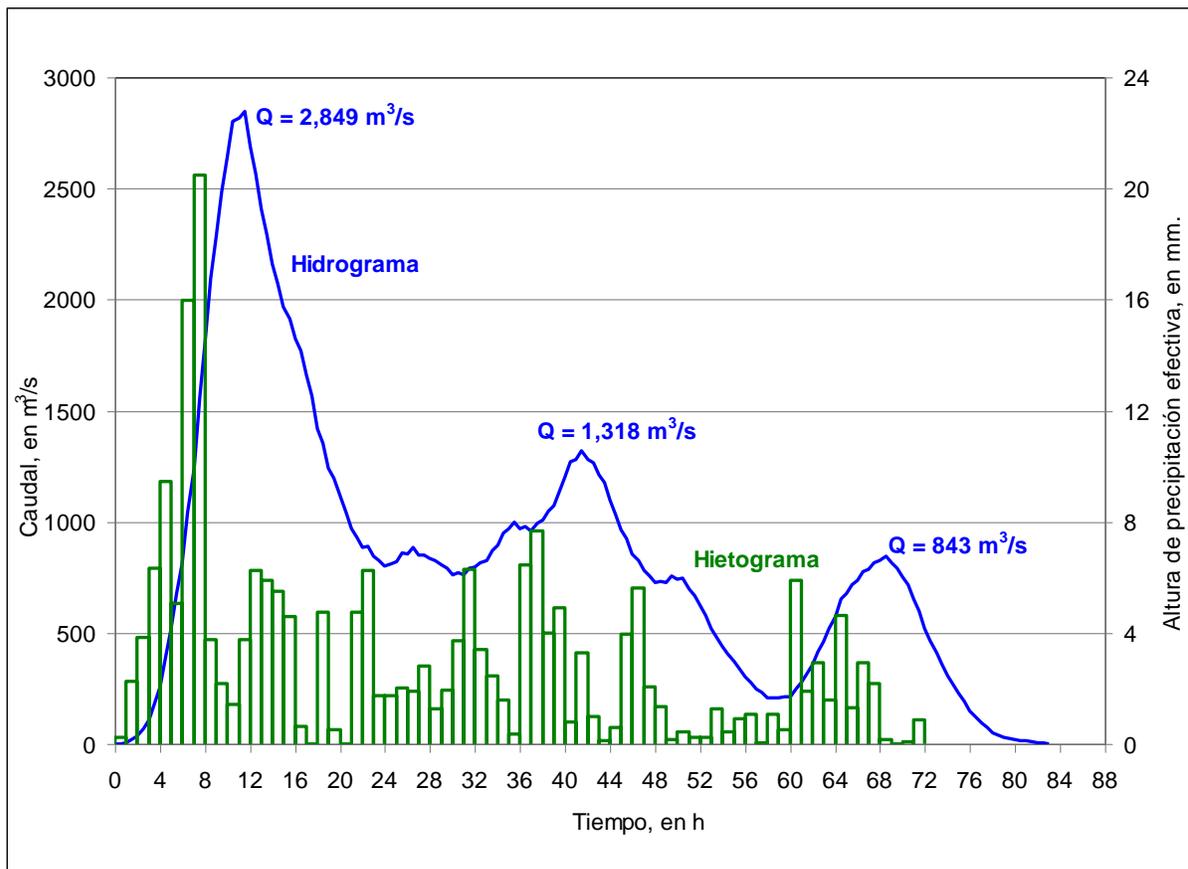


Fig. 2.12 Hietograma e Hidrograma con duración efectiva de 1 h

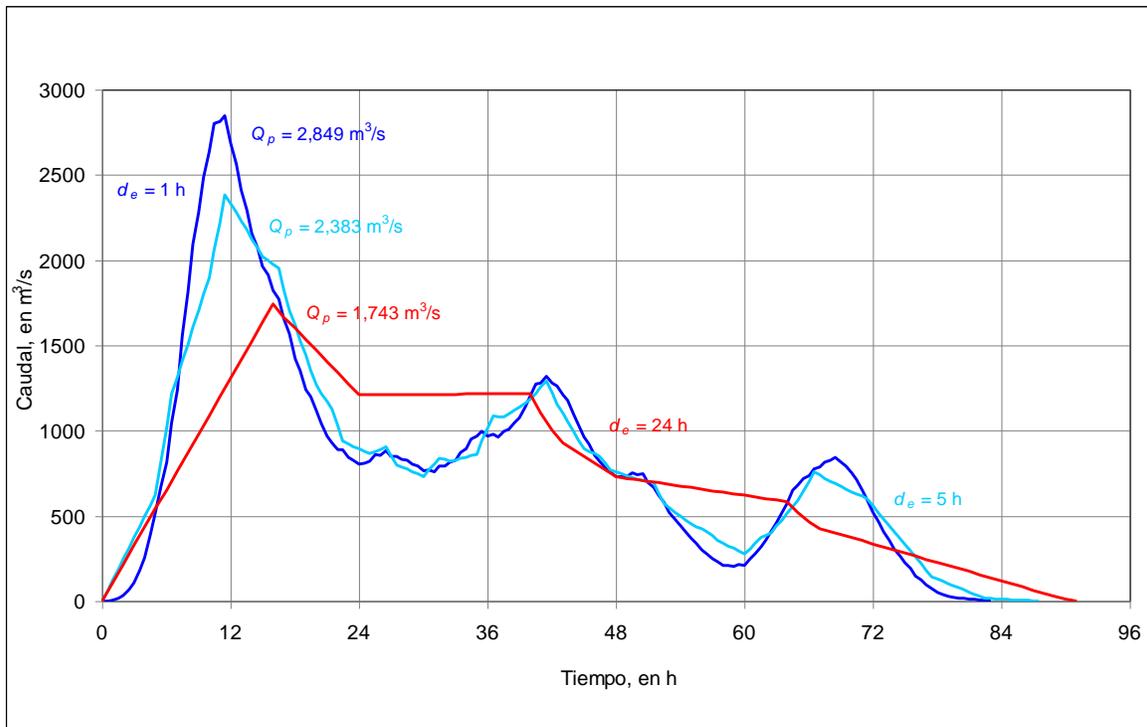


Fig. 2.13 Hidrogramas con duración efectiva de 1, 5 y 24 h

2.6 Periodo de retorno

Cuando se presenta un evento extraordinario, como el paso de las avenidas ocurridas durante los primeros días de octubre del 2005, en el tramo del río Suchiate que pasa por un lado de Ciudad Hidalgo, es indispensable estimar, además del caudal máximo de la avenida, su correspondiente periodo de retorno. En los subcapítulos anteriores se determinó dicho caudal, y lo que sigue es estimar su correspondiente periodo de retorno.

Es conveniente recordar que se define como periodo de retorno, al número promedio de intervalos de tiempo en el que un evento es igualado o excedido; así, por ejemplo, cuando se dice que un gasto de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ tiene un periodo de retorno de 20 años, esto significa que en promedio, en cada intervalo de 20 años, se presenta un caudal mayor o igual a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Con base en esta definición se tiene que la probabilidad de que se presente un caudal mayor o igual a $500 \text{ m}^3/\text{s}$, en un intervalo de tiempo definido por su periodo de retorno, es;

$$P(Q \geq 500) = \frac{1}{Tr} \quad (2.8)$$

Por tanto, la probabilidad de no excedencia, es

$$F(Q < 500) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad (2.9)$$

Donde $F(Q)$ también es igual a la Función de Distribución de Probabilidad Acumulada. De esta manera se aclara que la relación que hay entre caudales máximos anuales y sus correspondientes periodos de retorno está dada por una función de distribución de probabilidad. En Aparicio (1989) se incluye una metodología para determinar a cuál distribución de probabilidad se ajustan mejor un conjunto de gastos máximos anuales. En particular, se sabe que en la zona de estudio los gastos máximos anuales se deben tanto a lluvias producidas por condiciones meteorológicas normales, como a la ocurrencia de ciclones, y que cuando se trata con estos dos conjuntos de fenómenos, la función de distribución de probabilidad más adecuada de emplear es la Doble Gumbel; por ello, ésta es la función de probabilidad que se emplea en este trabajo.

2.7 Función de distribución de probabilidad Doble Gumbel

Cuando se emplea la función Doble Gumbel, es conveniente definir cada una de las dos poblaciones: en la primera población se incluyen los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos normales; mientras que la segunda población está integrada por los gastos máximos producidos por precipitaciones debidas a la presencia de huracanes.

En general, esta función de distribución de probabilidad se expresa como:

$$F(Q) = F_1(Q)[p + (1 - p)F_2(Q)] \quad (2.10)$$

donde $F_1(Q)$ es la función de probabilidad que representa a los gastos debidos a condiciones meteorológicas normales, y $F_2(Q)$ la que incluye los efectos ciclónicos.

$$N_T = n_1 + n_2 \quad (2.11)$$

donde n_1 es el número de años de registro para la función de probabilidad $F_1(Q)$, que corresponde a la primera población, y n_2 el número de años de registro para la función de probabilidad $F_2(Q)$, que corresponde a la segunda población y N_T es el número total de años de registro.

Cálculo de los parámetros

En primer lugar es necesario estimar la probabilidad, p , de que en un año cualquiera la lluvia máxima corresponda a la primera población

$$p = \frac{n_1}{N_T} \quad (2.12)$$

De esta manera, la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel se expresa de la manera siguiente

$$F(Q) = e^{-e^{-\alpha_1(Q-\beta_1)}} \left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(Q-\beta_2)}} \right] \quad (2.13)$$

donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la primera población; mientras que α_2 y β_2 son los parámetros correspondientes a la segunda población.

En general, los parámetros α y β se calculan como sigue:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S_Q} \quad (2.14)$$

$$\beta = \bar{Q} - \frac{\mu_y}{\alpha} \quad (2.15)$$

Tabla 2.12 Valores de μ_y y σ_y según el número de valores, de la función de distribución Gumbel.

n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y
1	0.36651	0.00000	35	0.54034	1.12847	69	0.55453	1.18440
2	0.40434	0.49838	36	0.54105	1.13126	70	0.55477	1.18535
3	0.42859	0.64348	37	0.54174	1.13394	71	0.55500	1.18629
4	0.44580	0.73147	38	0.54239	1.13650	72	0.55523	1.18720
5	0.45879	0.79278	39	0.54302	1.13896	73	0.55546	1.18809
6	0.46903	0.82877	40	0.54362	1.141131	74	0.55567	1.18896
7	0.47735	0.87493	41	0.54420	1.14358	75	0.55589	1.18982
8	0.48428	0.90432	42	0.54475	1.14576	76	0.55610	1.19065
9	0.49015	0.92882	43	0.54529	1.14787	77	0.55630	1.19147
10	0.49521	0.94963	44	0.54580	1.14989	78	0.55650	1.19227
11	0.49961	0.96758	45	0.54630	1.15184	79	0.55669	1.19306
12	0.50350	0.98327	46	0.54678	1.15373	80	0.55689	1.19382
13	0.50695	0.99713	47	0.54724	1.15555	81	0.55707	1.19458
14	0.51004	1.00948	48	0.54769	1.15731	82	0.55726	1.19531
15	0.51284	1.02057	49	0.54812	1.15901	83	0.55744	1.19604
16	0.51537	1.03060	50	0.54854	1.16066	84	0.55761	1.19675
17	0.51768	1.03973	51	0.54895	1.16226	85	0.55779	1.19744
18	0.51980	1.04808	52	0.54934	1.16380	86	0.55796	1.19813
19	0.52175	1.05575	53	0.54972	1.16530	87	0.55812	1.19880
20	0.52355	1.06282	54	0.55009	1.16676	88	0.55828	1.19945
21	0.52522	1.06938	55	0.55044	1.16817	89	0.55844	1.20010
22	0.52678	1.07547	56	0.55079	1.16955	90	0.55860	1.20073
23	0.52823	1.08115	57	0.55113	1.17088	91	0.55876	1.20135
24	0.52959	1.08646	58	0.55146	1.17218	92	0.55891	1.20196
25	0.53086	1.09145	59	0.55177	1.17344	93	0.55905	1.20256
26	0.53206	1.09613	60	0.55208	1.17467	94	0.55920	1.20315
27	0.53319	1.10054	61	0.55238	1.17586	95	0.55934	1.20373
28	0.53426	1.10470	62	0.55268	1.17702	96	0.55948	1.20430
29	0.53527	1.10864	63	0.55296	1.17816	97	0.55962	1.20486
30	0.53622	1.11237	64	1.55324	1.17926	98	0.55976	1.20541
31	0.53713	1.11592	65	0.55351	1.18034	99	0.55989	1.20596
32	0.53799	1.11929	66	0.55378	1.18139	100	0.56002	1.20649
33	0.53881	1.12249	67	0.55403	1.18242	101	0.56015	1.20701
34	0.53959	1.12555	68	0.55429	1.18342			

donde los valores de σ_y y μ_y dependen del valor n , que es el número total de los datos de cada población, véase tabla 2.12, mientras que \bar{Q} es el valor medio de la muestra de los gastos, en m^3/s , S_Q la desviación estándar, en m^3/s , también de cada población.

Aplicación de la función Doble Gumbel

En la estación Suchiate II se tienen registrados 34 gastos máximos anuales, en el periodo comprendido entre 1955 y 1992, los cuales se reportan en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 Gastos máximos anuales registrados en la estación Suchiate II

AÑO	Caudal, en m ³ /s
1955	981.00
1956	1132.00
1957	837.00
1958	800.00
1959	1356.00
1960	1136.40
1961	743.00
1962	806.00
1963	2200.00
1964	1189.00
1965	644.80
1966	935.70
1967	972.00
1968	1256.00
1969	1302.00
1970	1164.60
1971	804.00
1972	1808.00
1973	1812.00
1974	1477.40
1975	540.00
1976	
1977	406.30
1978	
1979	786.40
1980	830.10
1981	984.00
1982	915.00
1983	628.80
1984	432.10
1985	665.60
1986	764.60
1987	
1988	1201.00
1989	683.00
1990	572.60
1991	
1992	205.10

Primero se ordenan los valores de los gastos máximos anuales de mayor a menor. Después, con base en la ec 2.16, véase Aparicio (1989), se procede a asignarles su correspondiente periodo de retorno,

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \quad (2.16)$$

donde m es el número de orden en una lista de mayor a menor de datos y n es el número total de los datos disponibles. En la tabla 2.14 se incluye una columna donde se indican los periodos de retorno de cada gasto registrado, calculado con la ec 2.16.

Por otro lado, se identifican los valores de los caudales máximos producidos por la presencia de huracanes. Para este caso, en la tabla 2.14 se presentan los valores ordenados de mayor a menor; después, para obtener la probabilidad, p , de que en un año cualquiera la lluvia máxima corresponda a la primera población, en Jiménez *et al* (2006) se indica que de los 34 gastos máximos anuales disponibles, los cuatro primeros fueron producidos por una tormenta ciclónica, por lo tanto $n_1 = 30$, $N_T = 34$ y p se obtiene con la ecuación 2.12.

$$p = \frac{30}{34} = 0.8823$$

En la misma tabla están anotados los valores de la media y desviación estándar de ambas poblaciones.

Parámetros de la primera población ($n_1 = 30$)

Datos: $\bar{Q}_1 = 855.80 \text{ m}^3/\text{s}$

$$S_{Q1} = 283.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu_{y1} = 0.53622$$

$$\sigma_{y1} = 1.11237$$

$$\alpha_1 = 0.003926 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]^{-1}$$

$$\beta_1 = 719.2332 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

Parámetros de la segunda población ($n_2 = 4$)

Datos: $\bar{Q}_2 = 1824.35 \text{ m}^3/\text{s}$

$$S_{Q2} = 295.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu_{y2} = 0.44580$$

$$\sigma_{y2} = 0.73147$$

$$\alpha_2 = 0.002581 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]^{-1}$$

$$\beta_2 = 1651.6846 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Tabla 2.14 Gastos ordenados de mayor a menor

M	Tr, en años	Q, en m ³ /s	
1	35.00	2200.00	SEGUNDA POBLACIÓN
2	17.50	1812.00	Media = 1824.35
3	11.67	1808.00	Desv. Est. = 295.46
4	8.75	1477.40	
5	7.00	1356.00	
6	5.83	1302.00	
7	5.00	1256.00	
8	4.38	1201.00	
9	3.89	1189.00	
10	3.50	1164.60	
11	3.18	1136.40	
12	2.92	1132.00	
13	2.69	984.00	
14	2.50	981.00	
15	2.33	972.00	
16	2.19	935.70	PRIMERA POBLACIÓN
17	2.06	915.00	Media = 855.80
18	1.94	837.00	Desv. Est. = 283.31
19	1.84	830.10	
20	1.75	806.00	
21	1.67	804.00	
22	1.59	800.00	
23	1.52	786.40	
24	1.46	764.60	
25	1.40	743.00	
26	1.35	683.00	
27	1.30	665.60	
28	1.25	644.80	
29	1.21	628.80	
30	1.17	572.60	
31	1.13	540.00	
32	1.09	432.10	
33	1.06	406.30	
34	1.03	205.10	

Al sustituir los valores de ambos pares de parámetros en (2.13), queda definida la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel, ec (2.17).

$$F(Q) = e^{-e^{-0.003926 (Q-719.2332)} \left[0.8823 + (1 - 0.8823)e^{-e^{-0.002581(Q-1651.6846)}} \right]} \quad (2.17)$$

Con esta función, a partir de un gasto Q , se obtiene su correspondiente probabilidad acumulada. Así, en la tabla 2.15 se incluyen los valores de los gastos registrados en la estación Suchiate II y su correspondiente probabilidad acumulada.

Una manera tradicional de hacer la comparación entre los valores de los gastos máximos anuales y sus correspondientes periodos de retorno con respecto al modelo numérico dado por la expresión 2.17, es presentar ambos en una gráfica como la mostrada en la fig 2.13, donde la variable auxiliar Z se define con la expresión siguiente

$$Z = -\ln\ln\left(\frac{Tr - 1}{Tr}\right) \quad (2.18)$$

En la fig 2.13, los puntos en color rojo corresponden a los datos de los gastos máximos anuales y sus correspondientes periodos de retorno, los cuales se incluyen en la tabla 2.14; mientras que la línea representa el modelo numérico dado por las expresiones 2.17 y 2.18.

El modelo numérico sirve para estimar cuál es el caudal que está asociado a un periodo de retorno grande; por ejemplo, para el diseño de un puente carretero que cruza un río, la norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes recomienda que el diseño se haga para un gasto con periodo de retorno de 100 años. Para este valor, con la ec 2.17 se predice que dicho caudal es del orden de 2,614 m³/s. De manera similar, también el modelo numérico permite estimar cuál es el periodo de retorno de un gasto específico; por ejemplo, el caudal de 3,000 m³/s, según el modelo numérico, tiene un periodo de retorno del orden de 270 años, véanse tabla 2.15 y fig 2.13.

Tabla 2.15 Valores de Z, obtenidos con la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel.

Q (m ³ /s)	F(Q)	Z
205.10	0.000474	-2.035150
406.30	0.028959	-1.264659
432.10	0.040247	-1.167120
540.00	0.116899	-0.763811
572.60	0.149032	-0.643744
628.80	0.211941	-0.439187
644.80	0.231170	-0.381583
665.60	0.256774	-0.307161
683.00	0.278582	-0.245330
743.00	0.354848	-0.035430
764.60	0.382130	0.038747
786.40	0.409286	0.112787
800.00	0.425967	0.158536
804.00	0.430830	0.171925
806.00	0.433253	0.178607
830.10	0.461995	0.258509
837.00	0.470057	0.281168
915.00	0.555082	0.529942
935.70	0.575579	0.593521
972.00	0.609314	0.702347
981.00	0.617243	0.728789
984.00	0.619847	0.737554
1132.00	0.726128	1.139346
1136.40	0.728685	1.150391
1164.60	0.744368	1.220037
1189.00	0.757010	1.278773
1201.00	0.762934	1.307171
1256.00	0.787853	1.433620
1302.00	0.806247	1.535419
1356.00	0.825509	1.651533
1477.40	0.861819	1.905758
1808.00	0.929654	2.618076
2000.00	0.954406	3.064747
2200.00	0.971737	3.551895
2614.00	0.990009	4.601013
2849.00	0.994541	5.207796
3000.00	0.996306	5.599300

2.8 Prueba de bondad del ajuste

Una prueba que permite estimar la bondad del modelo numérico, con respecto a los datos medidos en campo, es la de Kolmogorov-Smirnov. Para emplear esta prueba, véase por ejemplo Aparicio (1989), se requiera calcular para cada uno de los caudales máximos anuales medidos, sus correspondientes probabilidades acumuladas con las ecs 2.9 y 2.17, y obtener el valor absoluto de la diferencia de ambos valores; en la tabla 2.16 se incluyen los valores calculados. Después, se propone un nivel de significancia, en este caso de 0.01, y

con el número de datos disponibles, en nuestro ejemplo son 32, se obtiene de la Tabla A.5 reportada en Aparicio (1989), que $\Delta = 0.282$; mientras que en la Tabla 2.16 se nota que el mayor valor de las diferencias δ , es de $\delta = 0.0691$; Puesto que se cumple que $\delta < \Delta$, con base en la prueba de Kolmogorov–Smirnov, el modelo numérico representa en forma adecuada a los datos registrados de gastos máximos anuales.

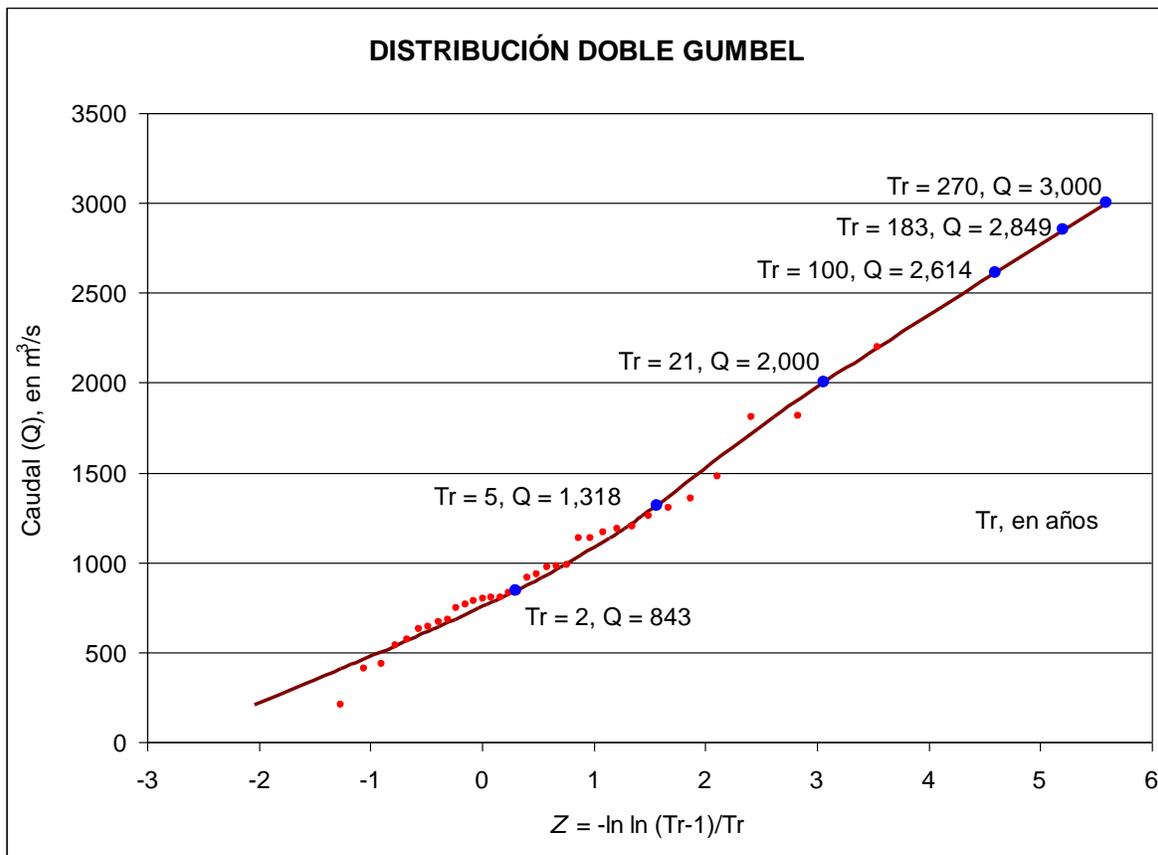


Fig. 2.13 Comparación del modelo Doble Gumbel con datos medidos.

Tabla 2.16 Cálculo de δ para la Prueba de bondad

Q (m ³ /s)	F(Q)=1-1/Tr	F(Q) Ec. 2.17	δ
205.1	0.0286	0.0005	0.0281
406.3	0.0571	0.0290	0.0282
432.1	0.0857	0.0402	0.0455
540.0	0.1143	0.1169	0.0026
572.6	0.1429	0.1490	0.0062
628.8	0.1714	0.2119	0.0405
644.8	0.2000	0.2312	0.0312
665.6	0.2286	0.2568	0.0282
683.0	0.2571	0.2786	0.0214
743.0	0.2857	0.3548	0.0691
764.6	0.3143	0.3821	0.0678
786.4	0.3429	0.4093	0.0664
800.0	0.3714	0.4260	0.0545
804.0	0.4000	0.4308	0.0308
806.0	0.4286	0.4333	0.0047
830.1	0.4571	0.4620	0.0049
837.0	0.4857	0.4701	0.0157
915.0	0.5143	0.5551	0.0408
935.7	0.5429	0.5756	0.0327
972.0	0.5714	0.6093	0.0379
981.0	0.6000	0.6172	0.0172
984.0	0.6286	0.6198	0.0087
1132.0	0.6571	0.7261	0.0690
1136.4	0.6857	0.7287	0.0430
1164.6	0.7143	0.7444	0.0301
1189.0	0.7429	0.7570	0.0142
1201.0	0.7714	0.7629	0.0085
1256.0	0.8000	0.7879	0.0121
1302.0	0.8286	0.8062	0.0223
1356.0	0.8571	0.8255	0.0316
1477.4	0.8857	0.8618	0.0239
1808.0	0.9143	0.9297	0.0154
1812.0	0.9429	0.9544	0.0115
2200.0	0.9714	0.9717	0.0003

3. ANÁLISIS Y ADECUACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

3.1 Adecuación de las secciones transversales

En el tramo del cauce que se estudia en este trabajo, se dispone de 24 secciones transversales levantadas por personal de CONAGUA y de CILA, cuya localización y orientación se muestran en el plano *PLI*; dicho plano se incluye al final de este capítulo.

Para hacer la revisión de la información disponible, se propuso dibujar cada una de las secciones levantadas. En el Apéndice A se incluyen los dibujos de las secciones transversales. Con el objetivo de hacer comparaciones entre ellas, éstas se presentan por pares que son vecinas una de la otra.

Se hace notar que de manera tradicional, por convención en ingeniería hidráulica fluvial, la sección transversal de un río se dibuja de tal manera que al observarla, ésta se muestra como si se observara desde aguas arriba; de esta manera, quedan definidas las márgenes

izquierda y derecha del cauce; sin embargo, en este trabajo no se ha seguido dicha convención por las dos razones siguientes: una de ellas se debe a la manera como se tiene reportada la información original de las secciones transversales; al analizar los datos se nota que las secciones se levantaron desde la margen mexicana hasta la margen de Guatemala, por lo que al dibujar los datos reportados, el dibujo de las secciones queda de manera contraria a la citada convención. La segunda razón se debe al hecho de que para hacer el cálculo de perfiles hidráulicos se emplea el modelo numérico *HEC-RAS*, y en este modelo las coordenadas que definen a las secciones transversales se deben de capturar de la misma manera como se hicieron los levantamientos de las secciones transversales. Así, con el objetivo de conservar y emplear la información original, se decidió no apegarse a la citada convención con respecto a la presentación del dibujo de la sección transversal de un cauce; de esta manera, en los dibujos se señala de manera explícita la margen que corresponde a México y la que pertenece a Guatemala.

Al observar los dibujos de las secciones se nota que algunas de ellas están incompletas; por ejemplo, la sección mostrada en la fig 3.1 corresponde al cadenamiento 25+500. Al observarla resulta claro que la sección además de estar incompleta, es demasiado ancha; Para revisar el ancho de esta sección se recurrió al plano *PLI*, pero desafortunadamente al tratar de estimar el ancho del cauce se notó que la imagen tiene contraste y resolución deficientes. Por ello, se propuso revisar la información disponible con ayuda del modelo Google Earth. En la fig 3.2 se muestra la zona donde esta definida la sección transversal en cuestión. Afortunadamente, en esta imagen se nota que la resolución y contraste permiten observar de manera adecuada ambas márgenes que definen el cauce del río; por ello, se propuso ubicar esta misma sección en la imagen de Google Earth, y medir el ancho del cauce donde se tiene definida la sección transversal. En general, este procedimiento permite determinar con mayor precisión el ancho que tiene el cauce en donde se levantaron cada una de las secciones transversales, y en caso de ser necesario, también revisar y adecuar la orientación de las mismas.

De esta manera, con base en la fig. 3.2 tenemos que para la sección transversal 25+500, el ancho del cauce es aproximadamente de 270 m; al proponer como base el punto A mostrado en las figs 3.2 y 3.3, se define la posición del punto B, y de esta manera se establece el ancho que tiene el cauce en esa sección transversal.

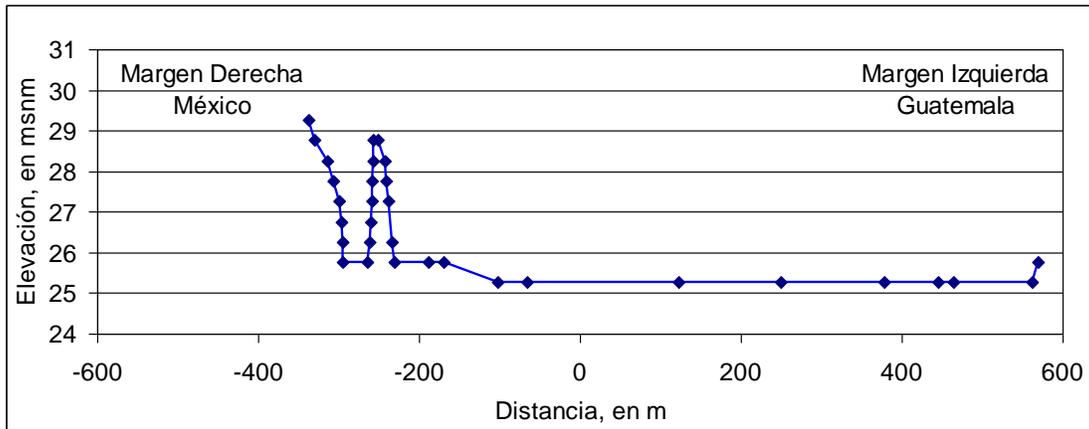


Figura 3.1 Sección transversal 25+500



Figura 3.2 Localización de la sección 25+500 en la imagen de Google Eart

Para terminar de definir la sección completa, se propone que la margen que corresponde a Guatemala tenga la misma elevación que la que se tiene en la margen mexicana, para esta sección transversal.

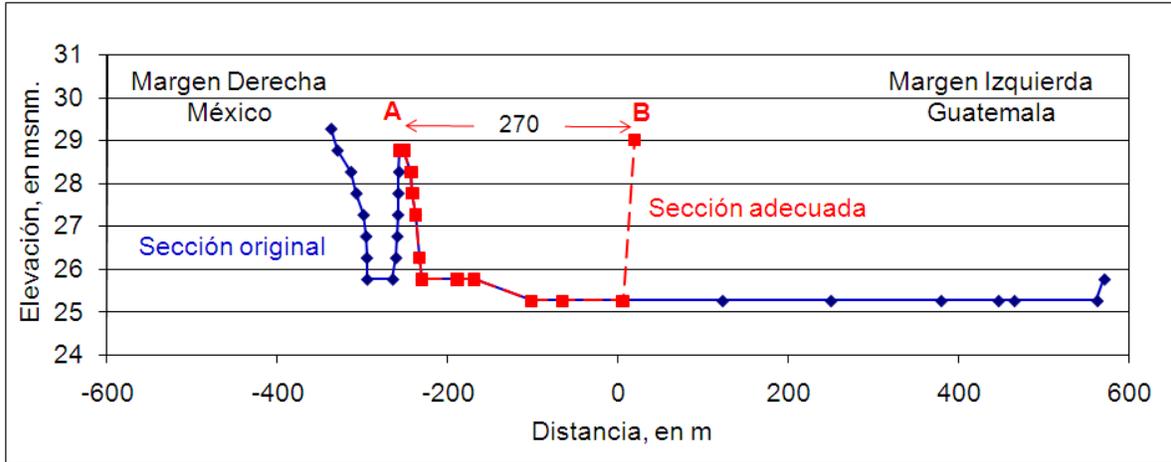


Figura 3.3 Adecuación de la sección transversal 25+500

Otra de las secciones transversales donde se reporta un ancho de cauce notablemente mayor en comparación con el medido en la imagen del Google Earth, es la 25+000, véase fig 3.4.

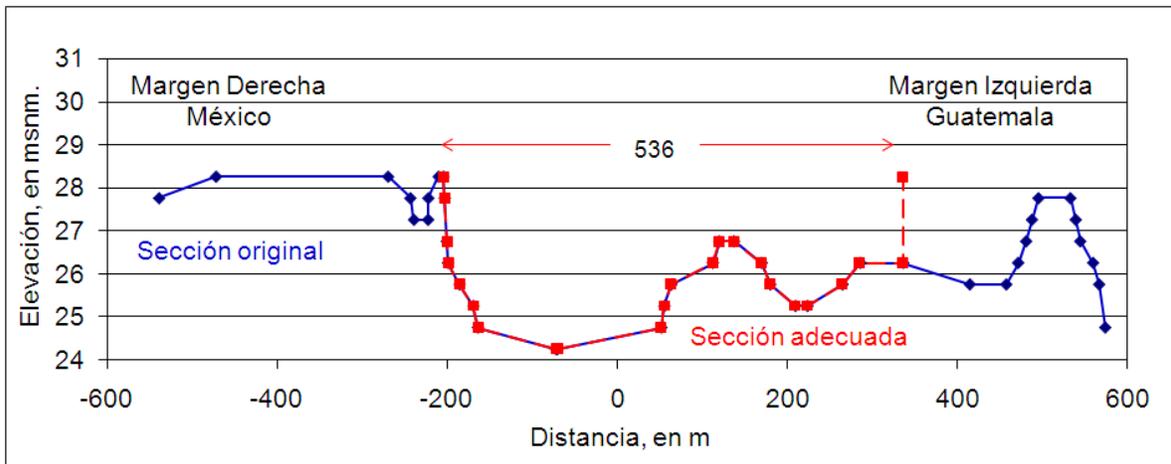


Figura 3.4 Adecuación de la sección transversal 25+000

Para ajustar su ancho se empleó el mismo procedimiento que se utilizó para adecuar la sección 25+500. De manera similar se revisó y adecuó el ancho del cauce de todas las demás secciones.

Como un caso especial de las secciones transversales, y que es claramente cuestionable, es la que corresponde al cadenamiento 23+500, la cual se muestra en la fig 3.5; en esa figura también se ha incluido la sección vecina que se tiene tanto aguas arriba, sección 24+000, como la de aguas abajo, sección 23+000.

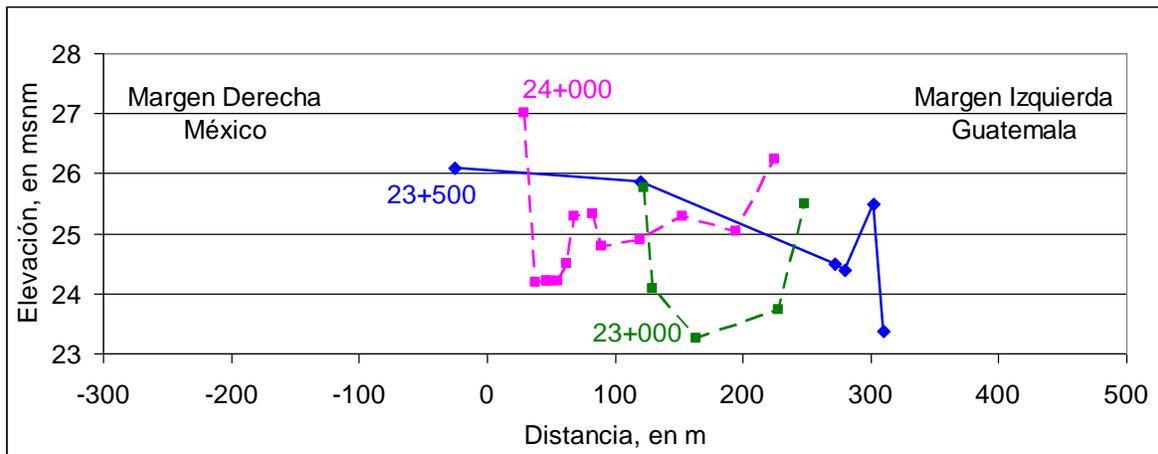


Figura 3.5 Sección transversal 23+500

En la fig 3.5 se observa que la sección 23+500 es escasa en su profundidad, y parece estar definida por pocos puntos. Con el objetivo de observar la zona donde se ubica la sección en cuestión, primero se observó en el plano *PLI* la zona donde se localiza la sección 23+500, la cual se incluye en la fig 3.6.

Desafortunadamente, en la imagen de satélite no se distinguen con detalle los márgenes ni el cauce; por ello, se recurrió nuevamente a consultar la imagen que se reporta en el modelo

Google Earth. Dicha imagen se muestra en la fig 3.7, donde se observa de manera más clara el cauce en estudio; ahí se aprecia que del lado de la margen que corresponde a México hay un pequeño canal, seguido por una acumulación de material depositado aguas abajo de la sección transversal, y que tal vez con el tiempo de lugar a que se forme una isla; por otro lado, se nota que la corriente principal del escurrimiento se concentra en la margen que corresponde a Guatemala.

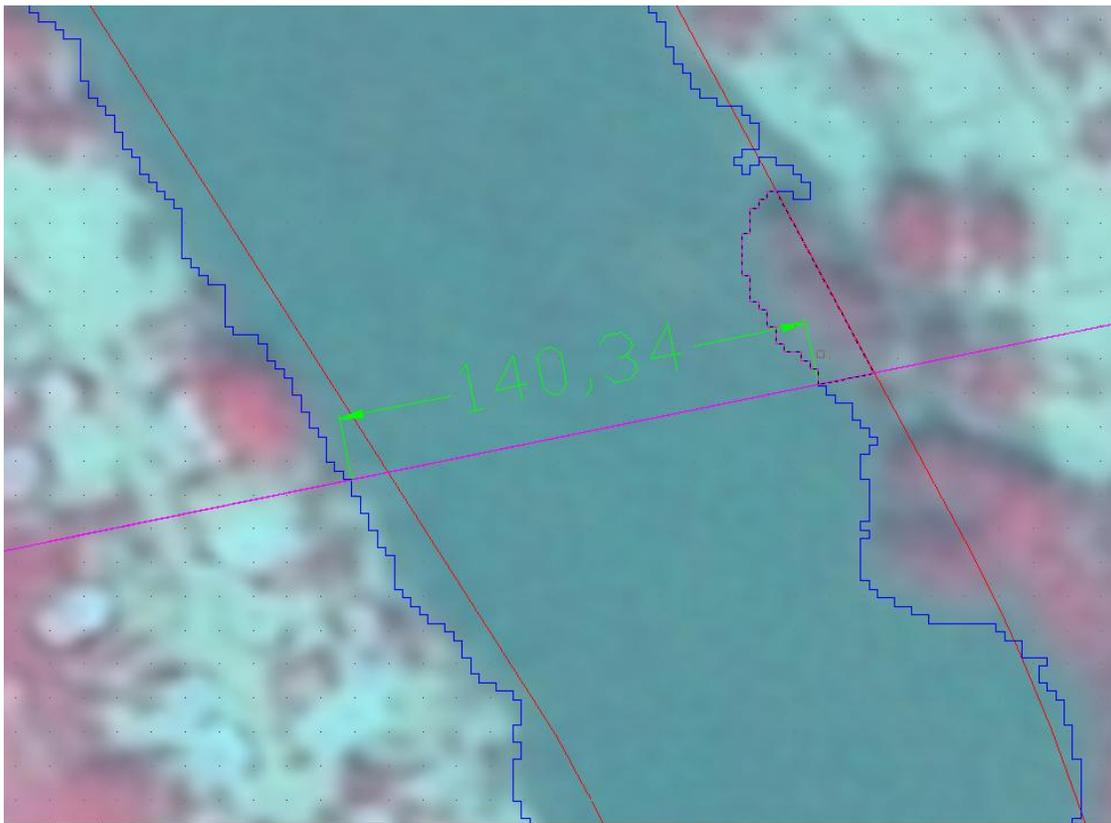


Fig 3.6 Imagen de satélite donde se ubica la sección transversal 23+500

Esta información permite deducir que la información del levantamiento topográfico de la sección transversal 23+500 esta incompleta, ya que por ejemplo, del lado de la margen mexicana no se reporta ninguna depresión del terreno que permita el paso del flujo como se aprecia en la imagen de la fig 3.6. Por ello, se propone adecuar esta sección con base en la

información disponible, y que corresponde con las secciones transversales vecinas. Para disponer de una sección adecuada, se propuso obtener por interpolación entre las secciones vecinas, una nueva sección, la cual se incluye en la fig 3.8.



Figura 3.7 Localización de la sección 23+500 en la imagen de Google Earth

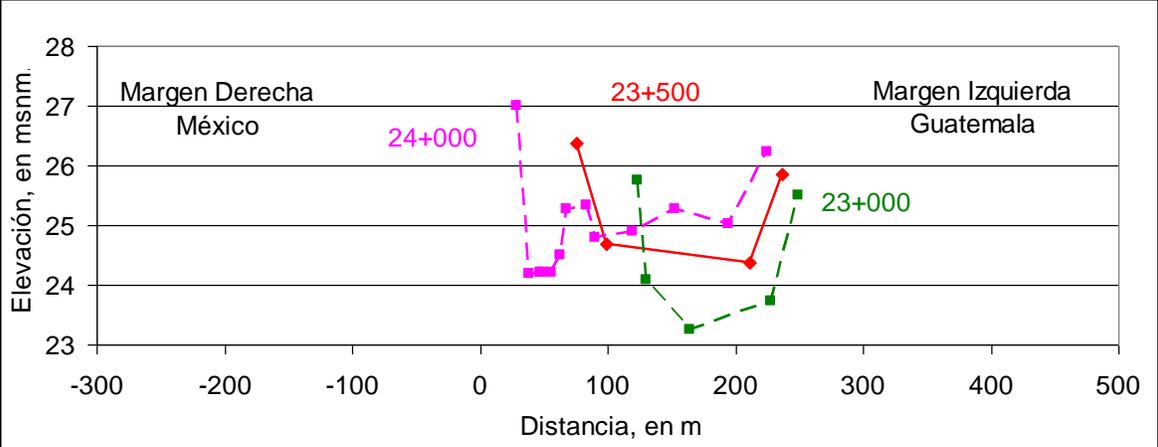


Figura 3.8 Definición de la sección 23+500 por interpolación

La forma y dimensiones de las secciones adecuadas se presentan en el Apéndice B; estas secciones son las que se emplean para revisar la capacidad de conducción que tenía el río, después del paso de las avenidas producidas por la presencia del huracán Stan.

3.2 Definición de las secciones transversales donde existen puentes carreteros

En el tramo en estudio se tienen los puentes carreteros conocidos por los nombres de Ing. Luís Cabrera y Dr. Rodolfo Robles. Las secciones transversales donde se tienen los puentes se deben incluir en el cálculo de la capacidad de conducción del tramo. Con respecto al puente carretero Ing. Luis Cabrera, se dispone de la fotografía de una parte del mismo, la cual se incluye en la fig 3.9.



Figura 3.9 Puente internacional Ing. Luís Cabrera

Desafortunadamente, no fue posible conseguir los planos del proyecto ejecutivo del puente carretero; por ello, y con base en la información de otros puentes que se tienen en esa región, se proponen las dimensiones siguientes: longitud total de 220 m; ancho de 18 m; ocho series de pilas circulares, con diámetro de 1.5 m; nueve claros entre pilas de 25 m de longitud; y dos estribos. Con base en estos datos, se elaboró el esquema mostrado en la fig 3.10, donde se reporta la información requerida por el modelo *HEC-RAS* para incluir el puente en el cálculo de la capacidad de conducción del tramo del cauce en estudio.

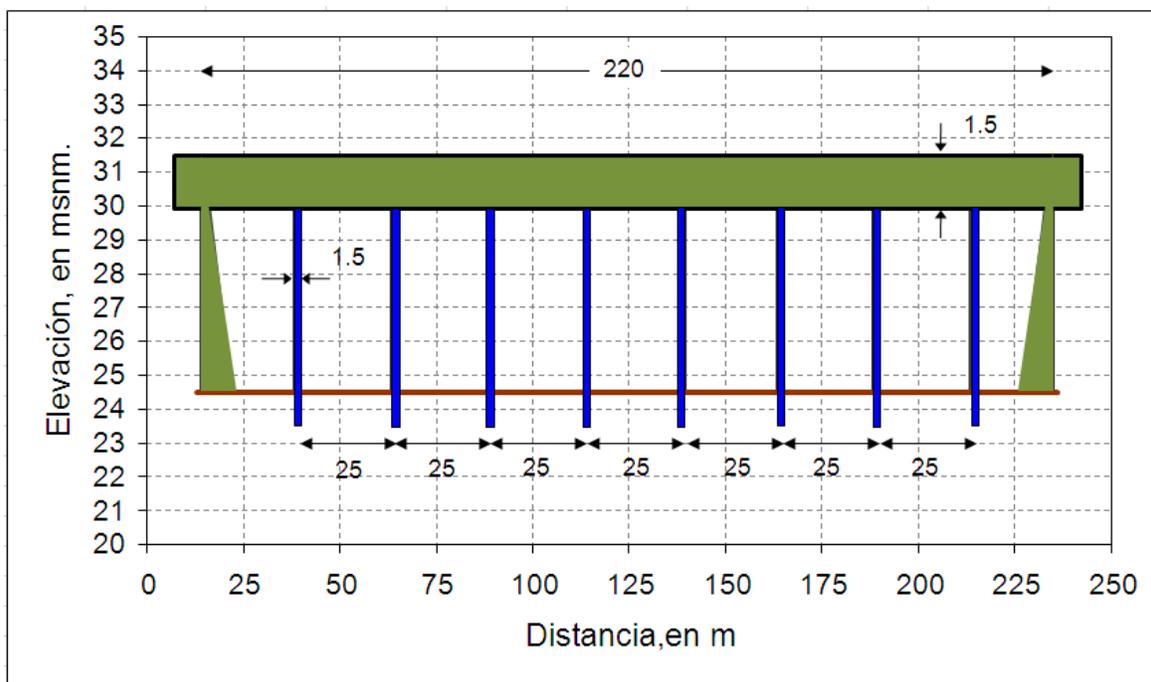


Fig 3.10 Esquema del Puente Ing. Luís Cabrera

Con respecto al puente carretero internacional Dr. Rodolfo Robles, tampoco fue posible conseguir el plano del proyecto ejecutivo; por ello, y con el objetivo de incluir su efecto en el cálculo de la capacidad de conducción del tramo del cauce en estudio, se propuso obtener la longitud del mismo, con base en la imagen reportada en el modelo Google Earth.

De esta manera se estima que la longitud total de 175 m; ancho de 14 m; seis series de pilas circulares, con diámetro de 1.5 m; siete claros entre pilas de 25 m de longitud; y dos estribos. En la fig 3.11 se presenta un esquema del puente, donde se incluyen las dimensiones consideradas en este estudio.

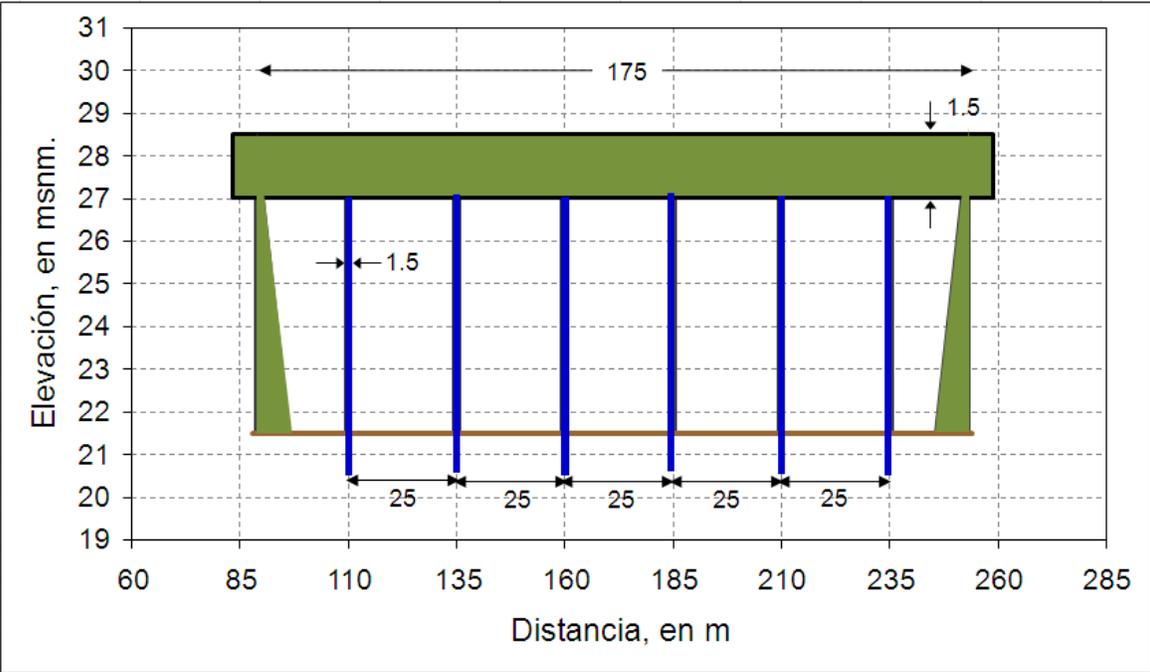
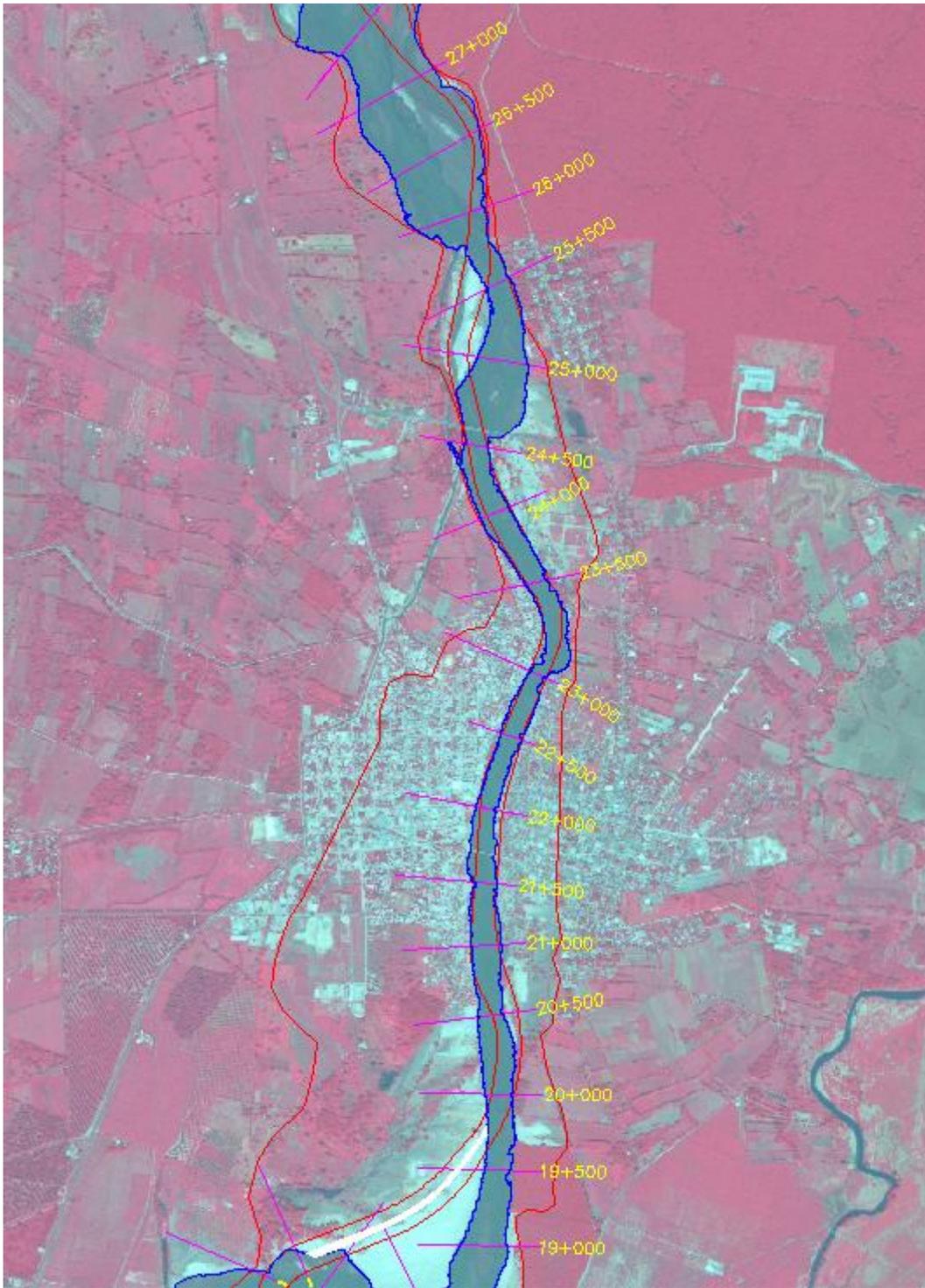


Fig 3.11 Esquema del Puente Dr. Rodolfo Robles



Plano PL1

4. PROPUESTAS PARA MEJORAR LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO

En el capítulo 3 se presentó el estudio y adecuación de las secciones transversales del cauce, las cuales representan las condiciones en que quedó el tramo después del paso de las avenidas producidas por la presencia del huracán *Stan*. Con base en esta información, la cual se incluye en el Apéndice B, a continuación se presenta el cálculo de la capacidad de conducción del tramo en estudio; es decir, se calcula el máximo caudal que puede pasar por el tramo, sin que el nivel del agua en el cauce exceda los niveles de los bordos de ambas márgenes, a lo largo del tramo; después, se proponen y revisan varias alternativas para mejorar la capacidad de conducción del tramo en estudio.

4.1 Capacidad de conducción después del paso de las avenidas de octubre de 2005

Para calcular los perfiles se considera un coeficiente de rugosidad de Manning, n , de 0.030, tomando en cuenta que se trata de un fondo arenoso y que el agua transporta sedimento fino. En todos los cálculos de perfiles hidráulicos se incluyen los puentes internacionales

Ing. Luis Cabrera y Dr. Rodolfo Robles; es importante tener una idea clara del efecto que tienen estas estructuras en el flujo durante el paso de avenidas extraordinarias.

En la figura 4.1.1 se presenta el perfil calculado con un caudal de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. La identificación de las secciones transversales está referida a los cadenamientos que se reportan en la tabla 4.1, los cuales podrá identificar en el plano *PLI* que se incluye al final del capítulo anterior.

Tabla 4.1 Cadenamiento que corresponde a cada distancia del tramo en estudio.

Distancia, en m	Cadenamiento
0	27+000
500	26+500
1000	26+000
1500	25+500
2000	25+000
2480	24+580
2500	24+500
3000	24+000
3500	23+500
4000	23+000
4500	22+500
5000	22+000
5200	21+800
5500	21+500
6000	21+000
6400	20+600
6500	20+500
7000	20+000
7500	19+500
8000	19+000

En las condiciones en que quedó el cauce después del paso de las avenidas producidas por la presencia del huracán *Stan*, el gasto máximo que puede pasar por el tramo en estudio del río Suchiate es de $100 \text{ m}^3/\text{s}$; para ello se requiere aumentar la altura del bordo de la margen izquierda en la vecindad de la sección 20+500, la cual se localiza en la fig 4.1.1, a 1500 m

aguas abajo del puente Dr. Rodolfo Robles. Este caudal es notablemente pequeño comparado con el gasto asociado a un periodo de retorno de 100 años, que es del orden de los $2,614 \text{ m}^3/\text{s}$.

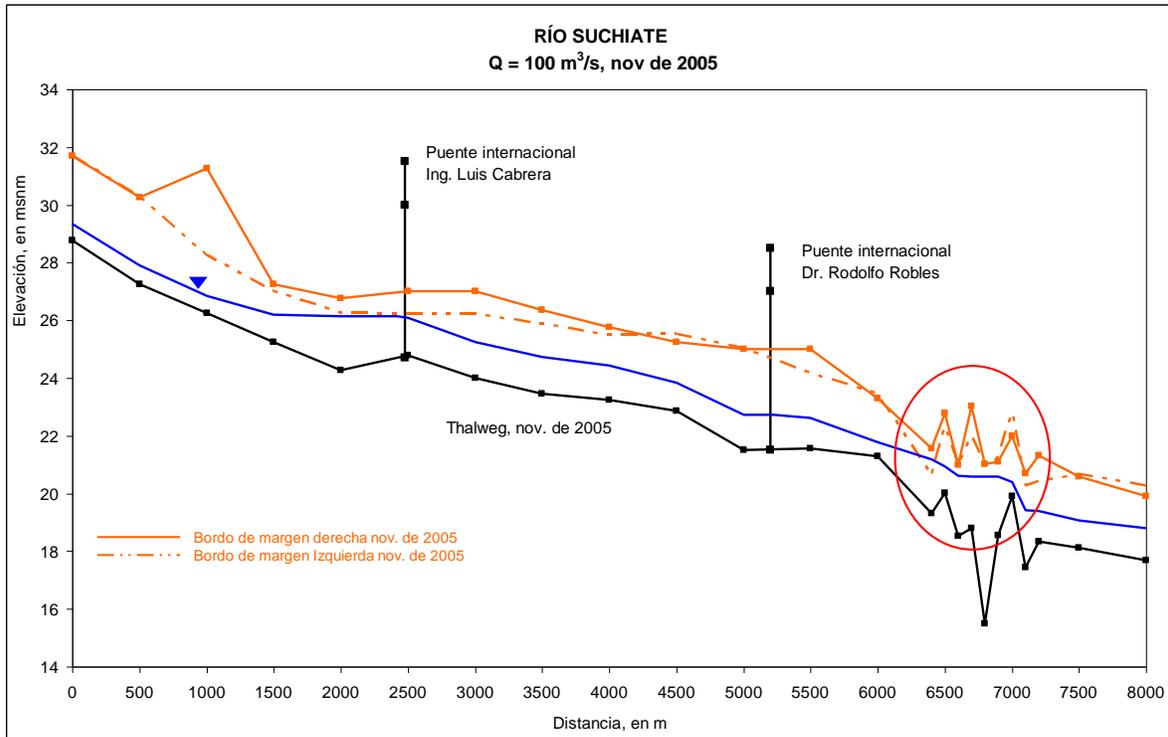


Figura 4.1.1 Perfiles Hidráulicos en condiciones actuales

4.2 Restitución de la capacidad de conducción del tramo

Se dispone de una curva elevaciones – gastos de la estación de aforo Suchiate II, la cual se localiza a 20 m aguas abajo del puente internacional Dr. Rodolfo Robles, esta curva se muestra en la fig 4.2.1, de la cual obtenemos datos para la figura 4.2.2.

También se dispone de la correspondiente sección transversal, la cual se incluye en la fig 4.2.2. En esta sección se tienen registrados caudales de hasta $2,038 \text{ m}^3/\text{s}$, con un nivel del agua de 22.26 msnm, cuya elevación del agua es menor que la de los bordos de ambas márgenes, es decir este caudal pasaba sin que se desbordara el cauce; el thalweg tenía la elevación de 16 msnm, lo que indica que se tenía un tirante de 6.26 m.

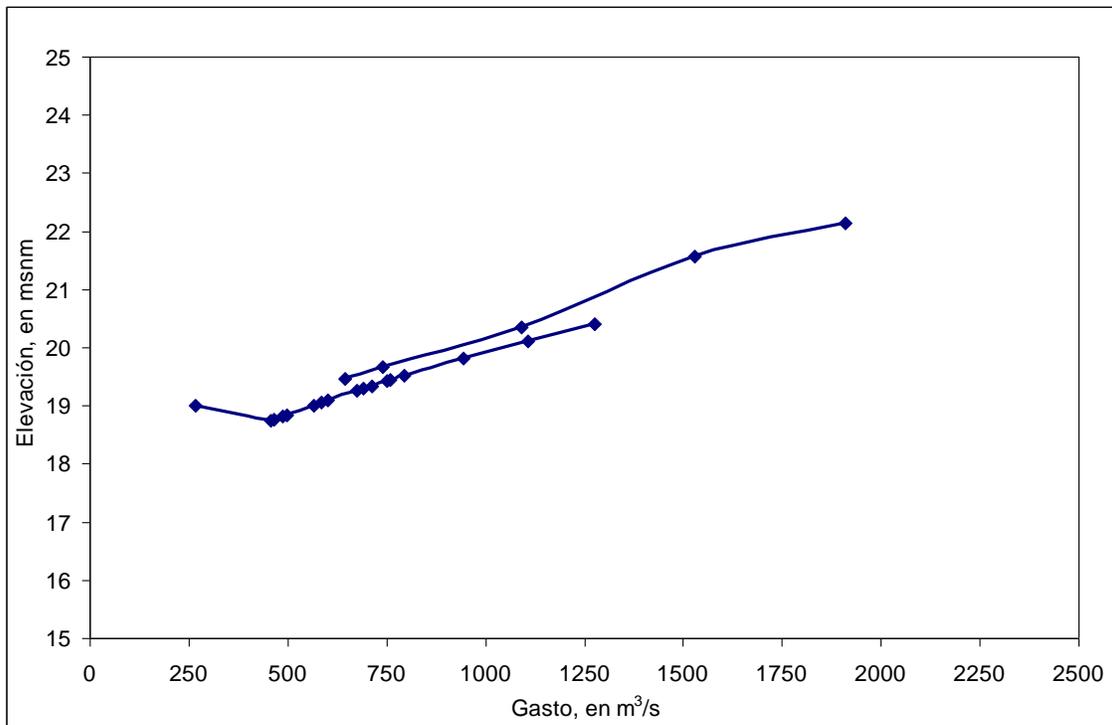


Figura 4.2.1 Curva E-Q de la sección aforo (CILA)

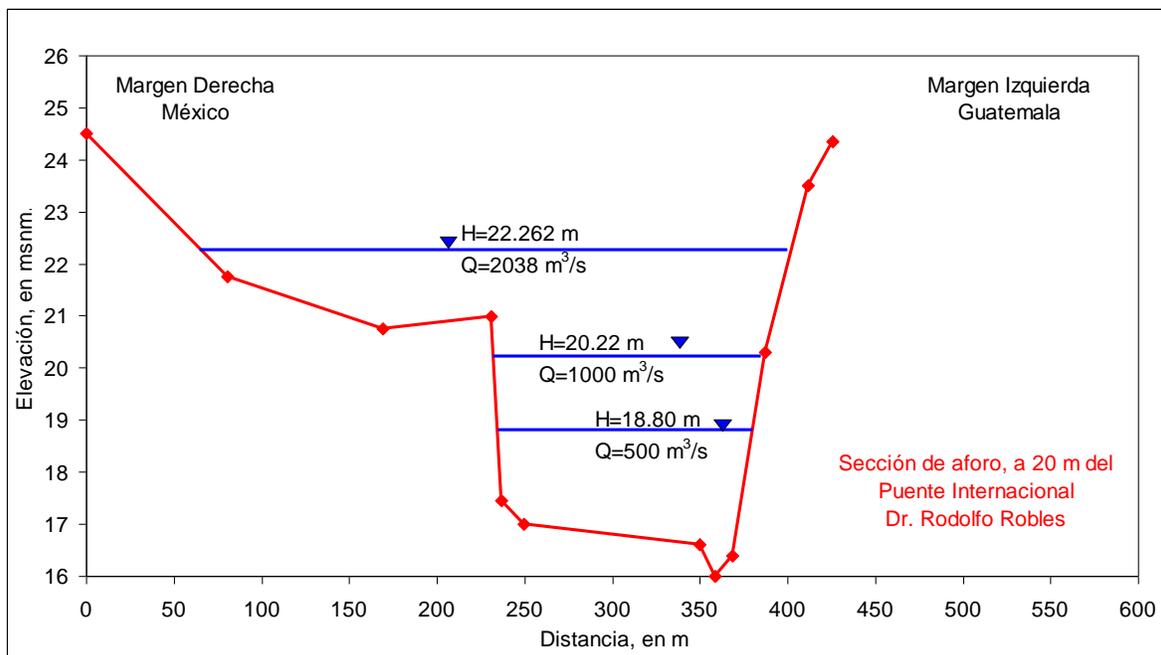


Fig. 4.2.2 Gastos y niveles registrados antes del huracán Stan

Con base en la fig 4.2.2, se hace notar que en el tramo en estudio se tiene un caudal registrado del orden de $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$; sin embargo, después de octubre de 2005 solo puede pasar un gasto del orden de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la fig 4.2.3 se presenta una comparación de las secciones transversales antes y después del huracán Stan. La sección transversal antes del huracán tiene un área hidráulica de 1600 m^2 , y por esta zona se reporta una sección transversal después del paso del huracán con un área de 550 m^2 , lo que nos indica que la cantidad de sedimento depositado redujo a las secciones transversales de este tramo en un 65% aproximadamente, esta notable reducción en la capacidad de conducción del cauce da una idea clara de la gran cantidad de sedimento que quedo depositado en el cauce después del Huracán *Stan*. Por tal motivo se propone hacer trabajos de dragado en todo el tramo en estudio, con el objetivo principal de que por el río pueda pasar un gasto de $2,614 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

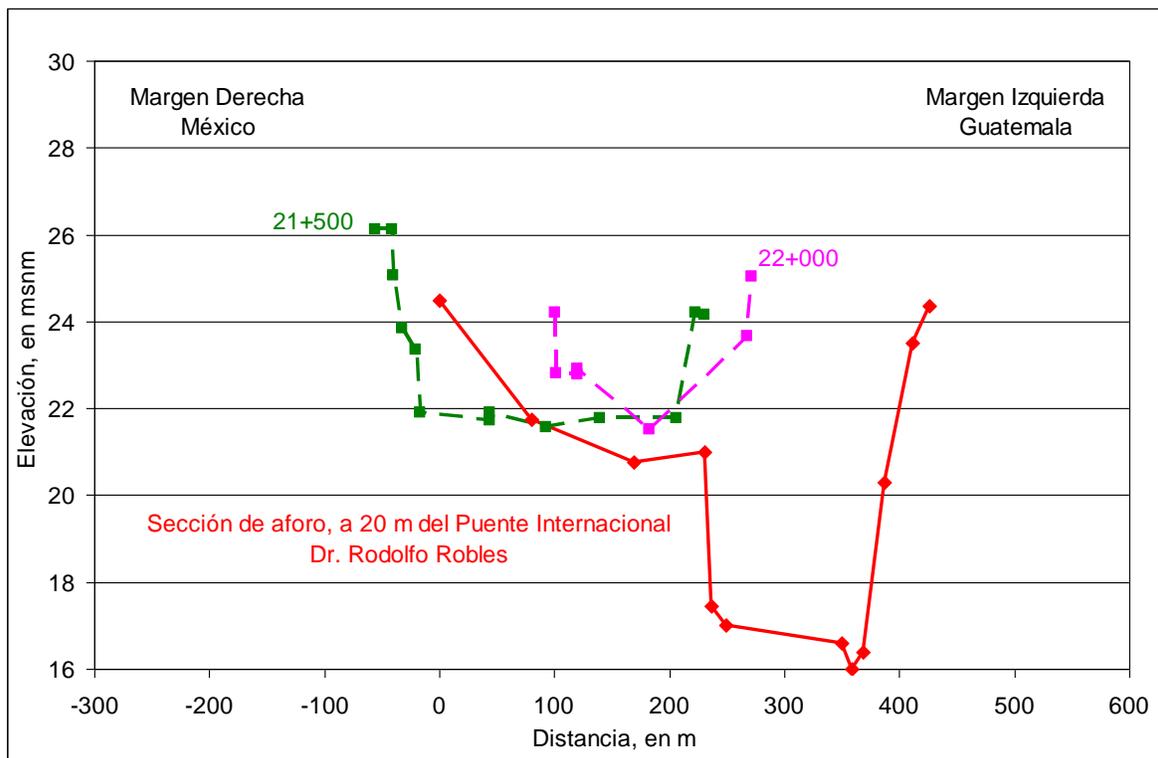


Fig. 4.2.3 Comparación de secciones transversales

Al analizar la figura 4.2.3 tenemos un panorama general de cuantos metros debemos dragar en el cauce, para restituir su capacidad de conducción.

Para ello, a continuación se presentan los resultados del cálculo de perfiles hidráulicos con gastos asociados a los periodos de retorno 10, 25, 50, y 100 años. En cada caso se proponen las dimensiones necesarias mínimas que debe tener el río para que pase cada caudal sin que el río se desborde.

El cálculo de la resistencia al flujo se hace con base en la fórmula de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0.060, debido a que se sabe que durante el paso de avenidas extraordinarias, hay un arrastre de material cuyo diámetro medio varía entre los 0.5 y 1 m, además del transporte de troncos de tamaño considerable y restos de vegetación, producto de la erosión de la correspondiente cuenca.

Se propone trabajar desde la sección 19+000 hasta la 27+000 que es el tramo de 8 km en el que se toma en cuenta Ciudad Hidalgo, y considera 3.5 km del río aguas arriba de Ciudad Hidalgo y 2 km aguas abajo; se aclara que en las graficas de los perfiles hidráulicos, la sección 27+000 se ubica en el 0 del eje de las abscisas, y de ahí empezamos a recorrer el tramo hacia aguas abajo, hasta llegar a los 8 km en donde se encontrará la sección 19+000, como se muestra en la tabla 4.1.

4.3 Análisis de los diferentes escenarios:

4.3.1 Propuesta para que pueda pasar un gasto de $1,645 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a un periodo de retorno de 10 años.

En la figura 4.2.3, se observa que el desnivel entre la sección de aforo y las secciones vecinas a la misma es del orden de los 5 m; por ello, se propone dragar aproximadamente 5 m en todas las secciones transversales del tramo en estudio; además, para esta alternativa se recomienda construir en ambas márgenes los bordos siguientes: uno de ellos empieza desde 1 km aguas arriba del Puente Internacional Ing. Luis Cabrera, con una elevación de 28 msnm, hasta 1.5 km aguas abajo de este puente, donde se debe llegar con una elevación de

27 msnm. El otro bordo empieza desde 750 m aguas arriba del Puente Internacional Dr. Rodolfo Robles, con una elevación de 26.5 msnm, hasta 2.25 km aguas abajo de este puente, donde se debe tener una elevación de 22 msnm. El perfil calculado con esta propuesta se muestra en la fig 4.3.1, donde se hace notar que el nivel de la superficie libre del agua, marcada con color azul, no rebasa las elevaciones de los bordos longitudinales propuestos.

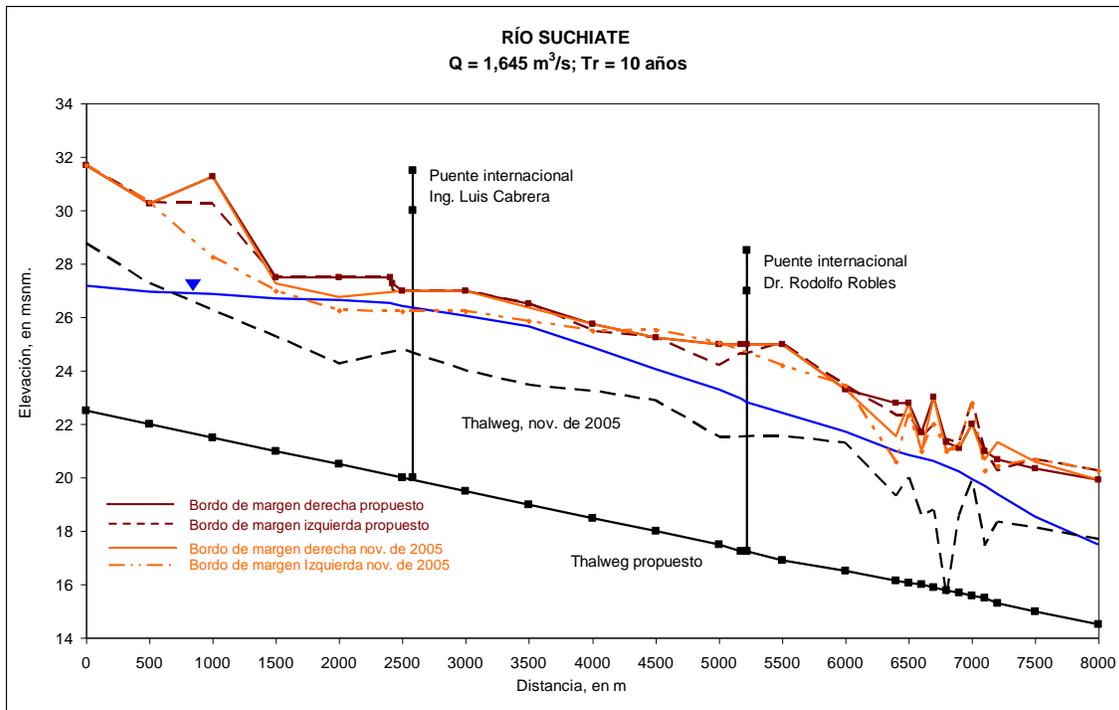


Fig. 4.3.1 Perfil hidráulico para un gasto de $1,645 \text{ m}^3/\text{s}$

4.3.2 Propuesta para que pueda pasar un gasto de $2,056 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a un Periodo de retorno de 25 años.

Para que pueda pasar un gasto de $2,056 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a un periodo de retorno de 25 años, consideramos dragar 5 m en todas las secciones transversales del tramo en estudio, además construir en ambas márgenes del río un bordo, el cual empieza con una elevación de 29 msnm desde 2 km aguas arriba del Puente Internacional Ing. Luis Cabrera y debe continuar hasta 2.25 km aguas abajo del Puente Internacional Dr. Rodolfo Robles, en donde

debe tener una elevación de 22 msnm, esta propuesta permite conducir este caudal sin presentar problemas de desbordamiento ver fig. 4.3.2.

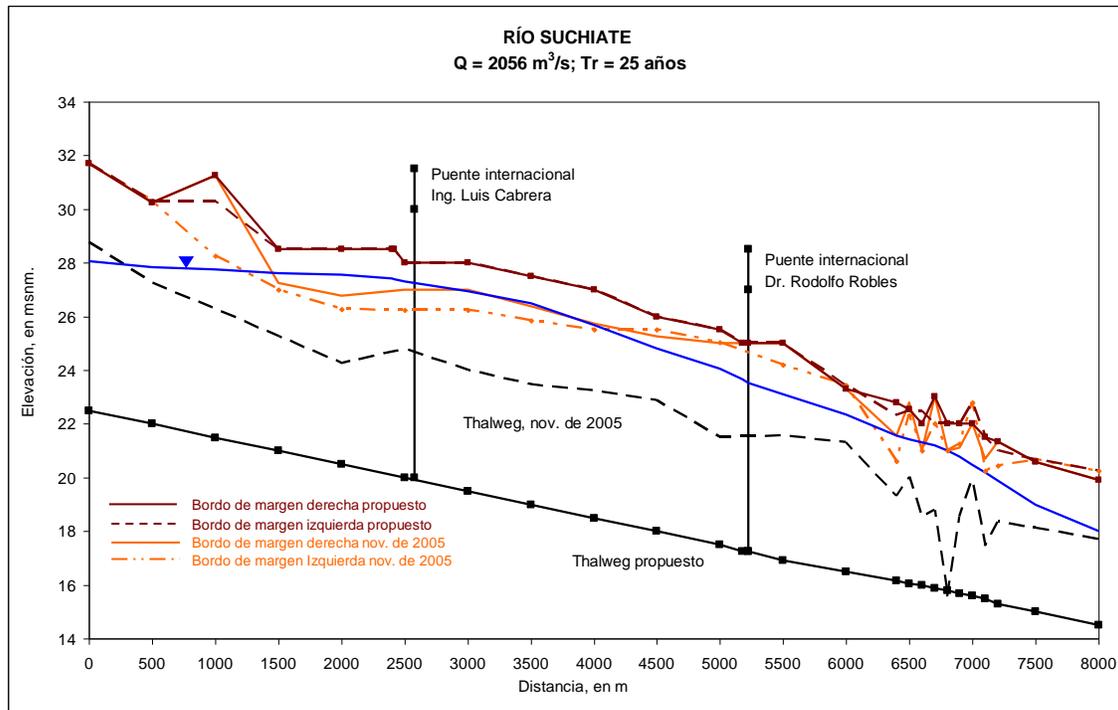


Fig. 4.3.2 Perfil hidráulico para un gasto de 2,056 m³/s

4.3.3 Propuesta para que pueda pasar un gasto de 2,340 m³/s, que corresponde a un Período de retorno de 50 años.

Proponemos dragar las secciones transversales de todo el tramo en estudio, el dragado deberá ser hasta una profundidad de 5 m en promedio y la construcción de un bordo en ambas margenes el cual inicia desde 2 km aguas arriba del Puente Internacional Ing. Luis Cabrera con una elevación de 31 msnm y debe continuar hasta 2.25 km aguas abajo del Puente Internacional Dr. Rodolfo Robles en donde llegara con una elevación de 22 msnm, estas son las condiciones que garantizan que pueda pasar este caudal, ver fig. 4.3.3.

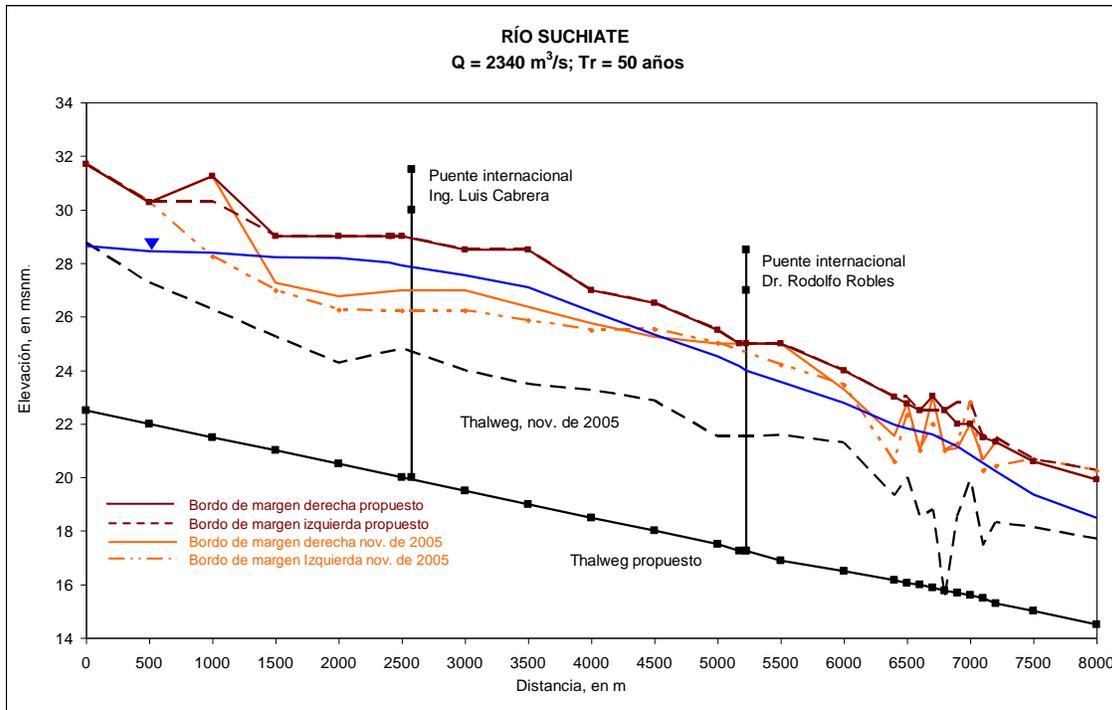


Fig. 4.3.3 Perfil hidráulico para un gasto de 2,340 m³/s

4.3.4 Propuesta para que pueda pasar un gasto de 2,614 m³/s, que corresponde a un Periodo de retorno de 100 años.

El caudal que corresponde a un periodo de 100 años es de 2,614 m³/s, sin embargo se decidió realizar los cálculos para un gasto de 2,650 m³/s. Y para que esta cantidad de agua pueda pasar, se debe dragar todas las secciones transversales del tramo en estudio, el dragado deberá ser hasta una profundidad de 5 m en promedio y se deben construir bordos en ambas márgenes del río, el primero de ellos inicia desde 2.5 km aguas arriba del Puente Internacional Ing. Luis Cabrera con una elevación de 32 msnm y llega hasta 1 km aguas abajo del Puente Internacional Dr. Rodolfo Robles con una elevación de 28 msnm, y debe continuar 1.5 km hacia aguas abajo de este puente en donde terminará con una elevación de 22 msnm (ver figura 4.3.4). Con esta propuesta se tiene 1 m de bordo libre que garantiza que el río no se desborde. En la figura 4.3.5 presentamos una sección transversal de esta

propuesta, en ésta observaremos el nivel de dragado y la altura de los bordos de ambas márgenes del río en color rojo.

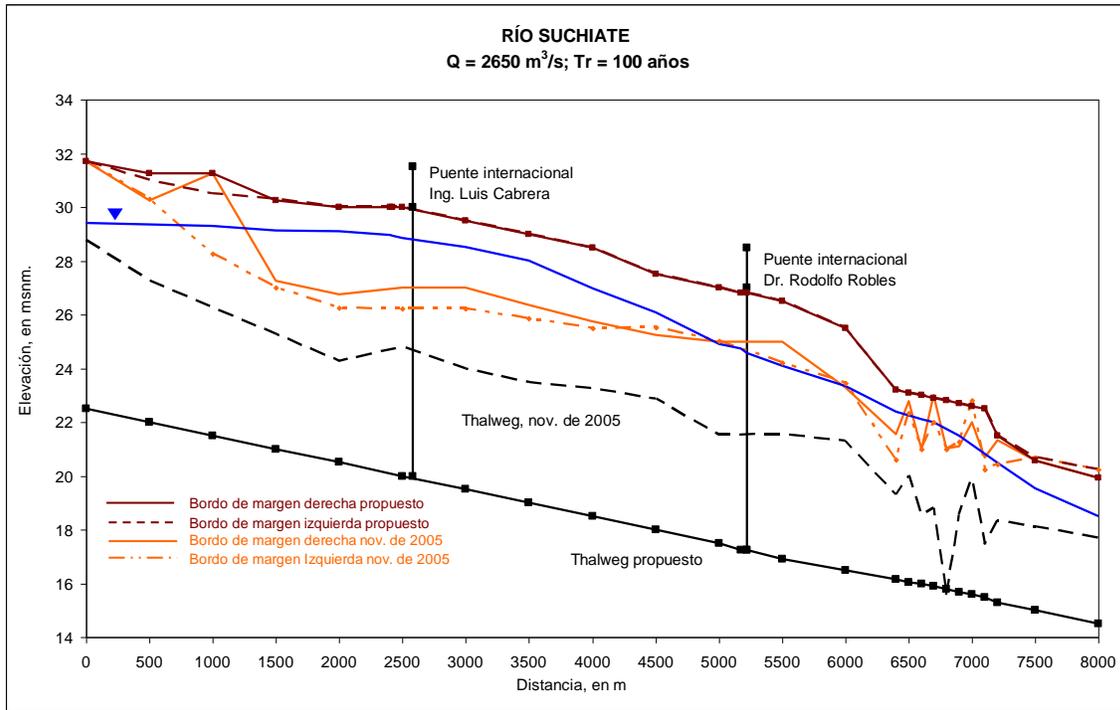


Fig. 4.3.4 Perfil hidráulico para un gasto de $2,650 \text{ m}^3/\text{s}$

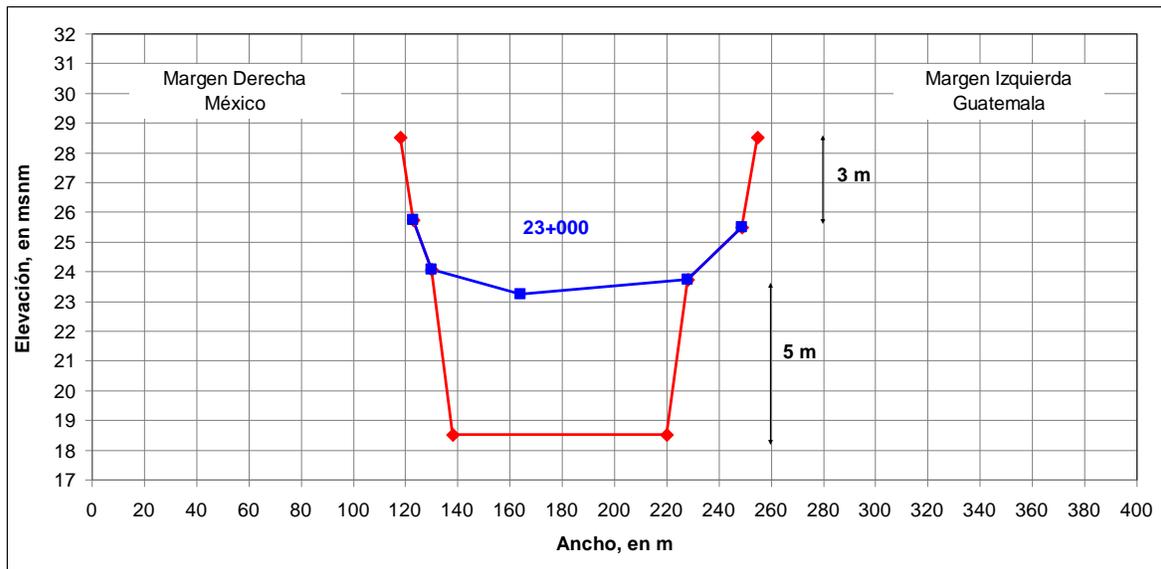


Fig. 4.3.5 Sección Transversal 23+000 propuesta.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados del estudio hidrológico presentado en el cap. 2, permiten deducir que la presencia del huracán *Stan* propició lluvias durante tres días consecutivos, y por tanto un tren de avenidas con caudales máximos de 2,849, 1,318 y 843, en m³/s, asociados periodos de retorno de 183 años, 5 años y 1 año, respectivamente de los cuales el mayor que nuestro estudio hidrológico nos indica es, del orden de los 2,849 m³/s asociado a un periodo de retorno de 183 años. Por este motivo se tuvieron los problemas que originaron la reducción en la capacidad de conducción del río Suchiate. Es importante tener presente las hipótesis hechas con respecto a la distribución de la lluvia en el espacio y en el tiempo, para aplicar el método que relaciona la lluvia con el escurrimiento directo. Esto permite destacar la importancia de disponer de más estaciones climatológicas e hidrométricas, cuya información permita aplicar de manera directa el modelo numérico lluvia–escurrimiento en la zona en estudio, y así disminuir la incertidumbre que se tiene en la predicción de caudales máximos anuales asociados a periodos de retorno, cuando se emplea información de otra zona vecina.

Los levantamientos topográficos de algunas de las secciones transversales esta incompleto; por ello fue necesario adecuar dicha información con base en las imágenes incluidas en el modelo Google Earth; de esta manera se trató de mejorar la información disponible para hacer el cálculo de la capacidad de conducción del cauce en el tramo en estudio.

Durante la realización del presente estudio, no fue posible disponer de las ubicaciones y dimensiones de los puentes internacionales Ing. Luís Cabrera y Dr. Rodolfo Robles, los cuales sirven para cruzar el río Suchiate y comunicar a los países de México y Guatemala, por lo que fue necesario proponer las dimensiones de las dos estructuras, para incluir el efecto de ellas en la capacidad de conducción del tramo en estudio. El hecho de disponer de dicha información permitiría revisar que dichos puentes cumplan con la normatividad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, que establece que las dimensiones de los puentes deben permitir el paso de avenidas con periodos de retorno de cien años. En este trabajo se presentan las elevaciones a las cuales estas estructuras no presentaron problemas.

Los resultados obtenidos al calcular la capacidad de conducción del tramo en estudio, indican que después del paso de las avenidas producidas por el huracán *Stan*, el cauce quedó completamente azolvado, y que únicamente pueden pasar caudales del orden de los $100 \text{ m}^3/\text{s}$, sin que el río se desborde.

Para restituir la capacidad de conducción que tenía el tramo en estudio antes del paso de las avenidas calculadas, se requiere hacer trabajos de dragado con magnitudes del orden de 5 m de profundidad, y en algunos tramos elevar los bordos de ambas márgenes hasta 3 m a partir de los niveles que se reportan las secciones transversales existentes; además se debe tomar en cuenta que esta serie de trabajos requieren de mantenimiento que garantice los niveles de dragado y las alturas en los bordos en ambas márgenes de lo contrario la capacidad de conducción del río disminuirá.

Cuando se tiene problemas de azolve en cauces se recomienda reforestar la correspondiente cuenca; sin embargo, en el caso en estudio esta propuesta es difícil de realizar, debido a que la mayor parte de la cuenca corresponde a Guatemala; sin embargo la reforestación garantiza que la erosión del suelo disminuya considerablemente.

REFERENCIAS

Jiménez, A., Gracia, J., Ramos, J., Mendoza, E., Domínguez, R., López, G., Osnaya, J., y Franco, V., (2006), “Anteproyecto de la Rectificación Integral del río Suchiate y la Rehabilitación del Bordo de la Población de Hidalgo”, Informe Final, Instituto de Ingeniería UNAM.

Domínguez, M. R. (2008), “*Notas de la asignatura de Hidrología*”, que forma parte del plan de estudios de la Maestría en Ingeniería Hidráulica, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Aparicio, F.J. (2005) “*Fundamentos de Hidrología de Superficie*” Limusa, México.

McCuen, R. H., (1989), “*Hydrologic Analysis and Design*”, Prentice may, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.

Nania, L. S. y Molero, E., (2007), Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1”, Universidad de Granada, España

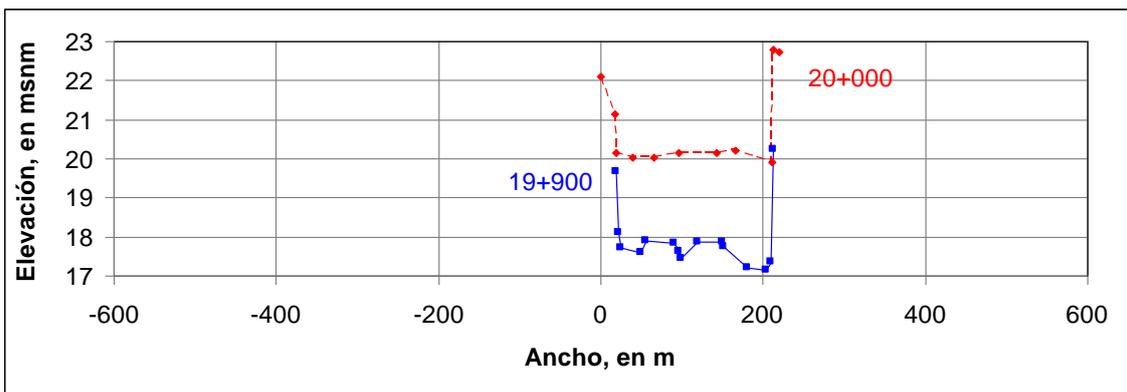
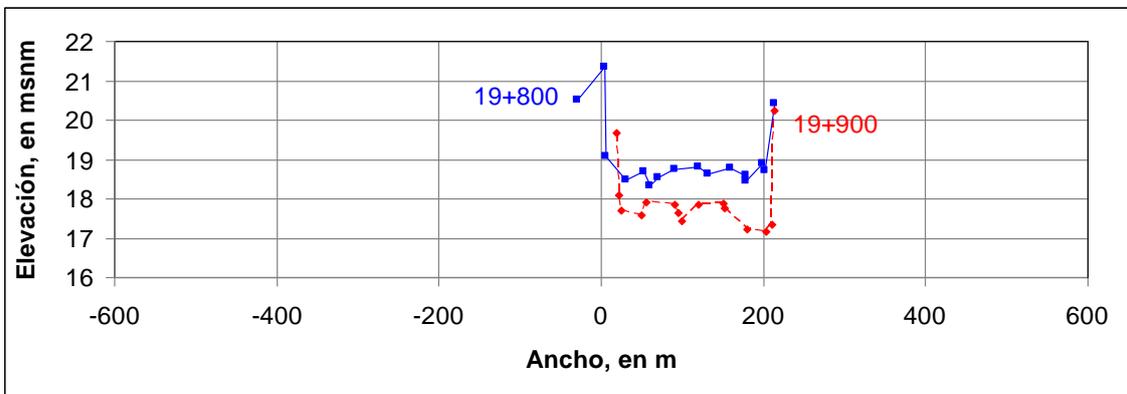
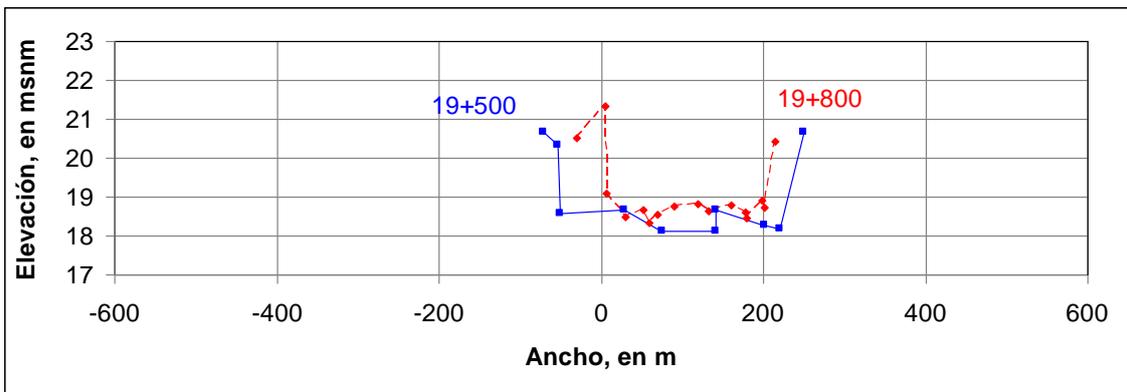
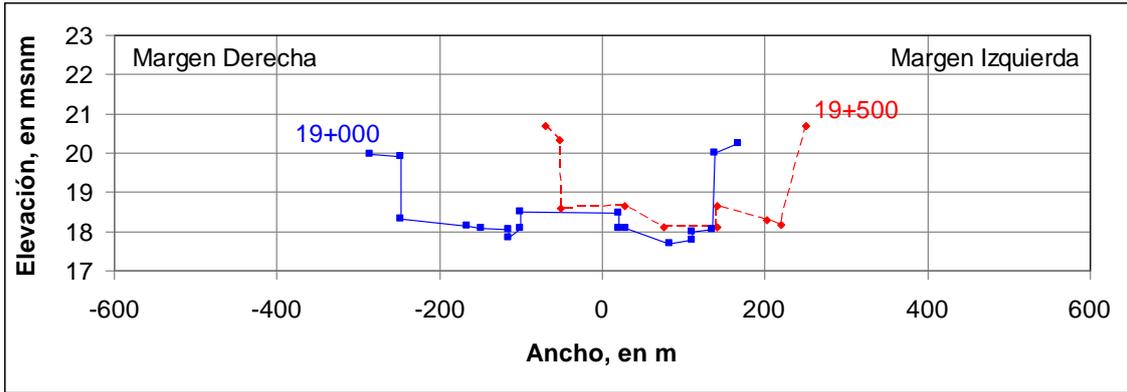
Hydrologic Engineering Center (2002a) *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 3.1. CPD-69*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

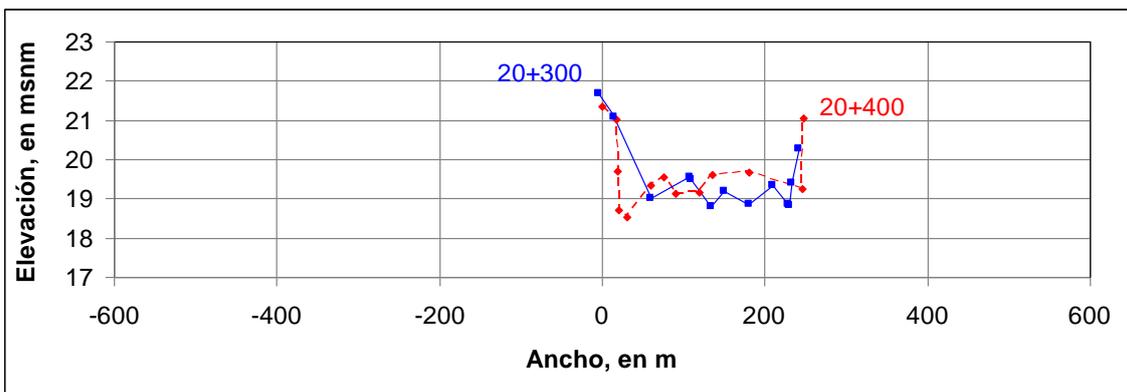
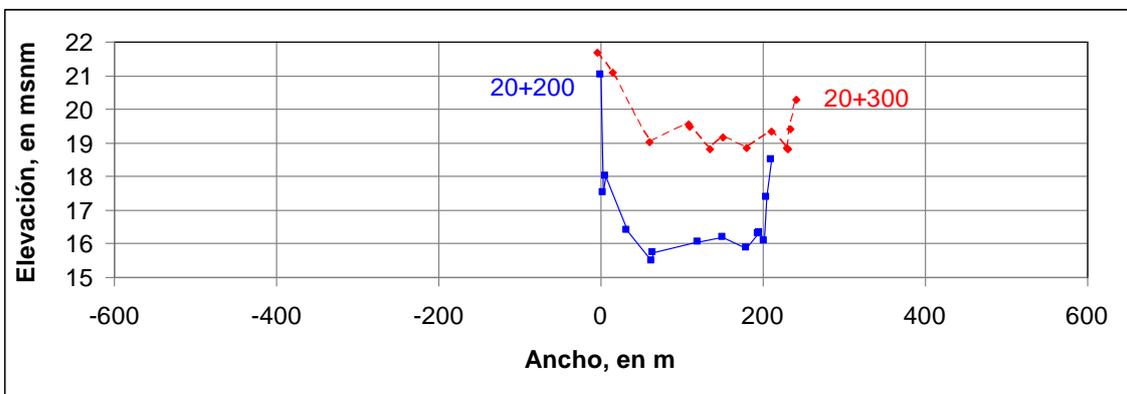
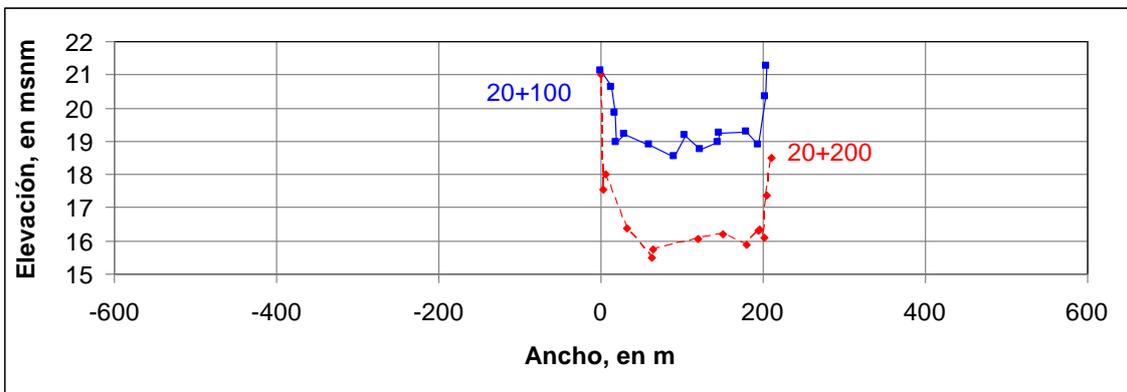
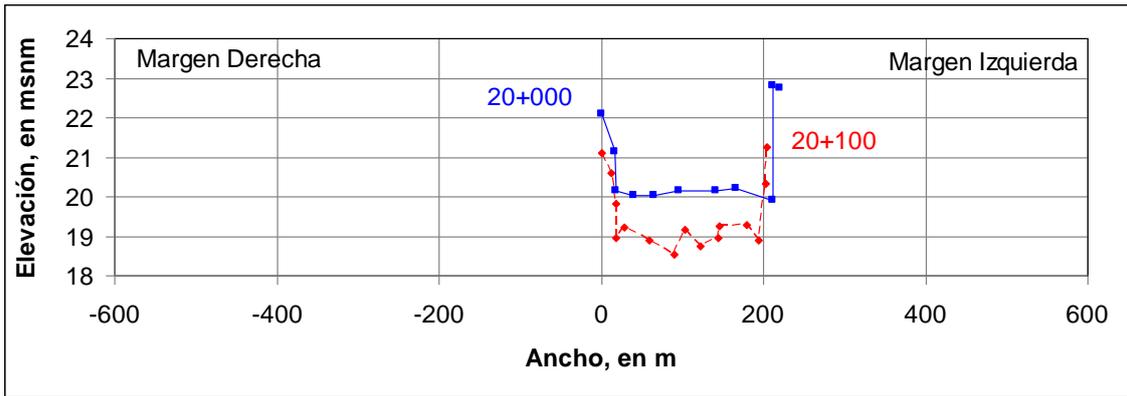
Hydrologic Engineering Center (2002b) *HEC-RAS River Analysis System. User’s Manual. Version 3.1.CPD-68*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

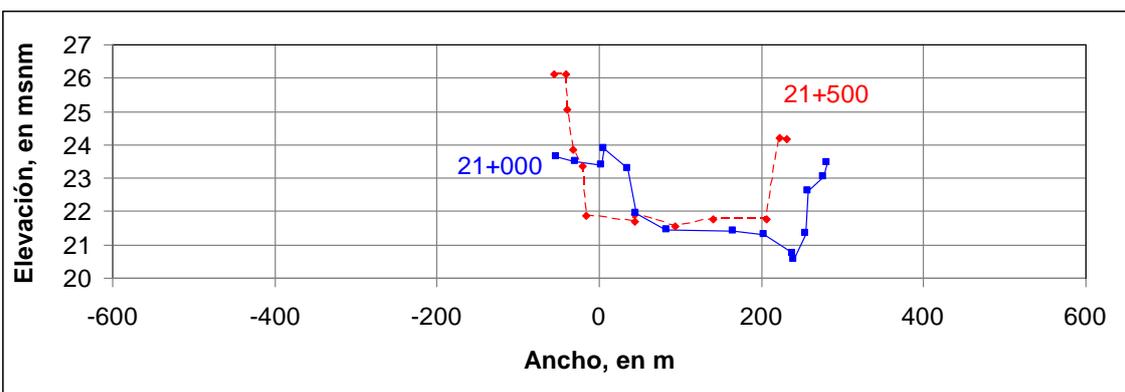
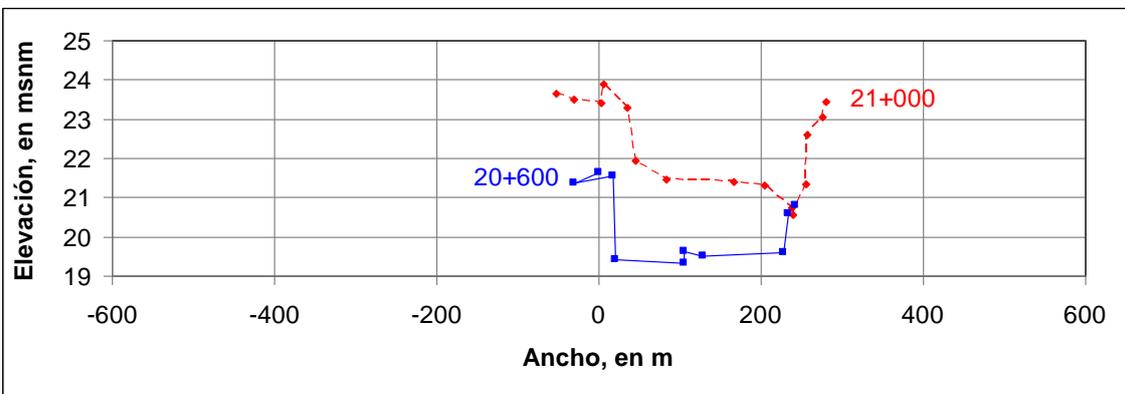
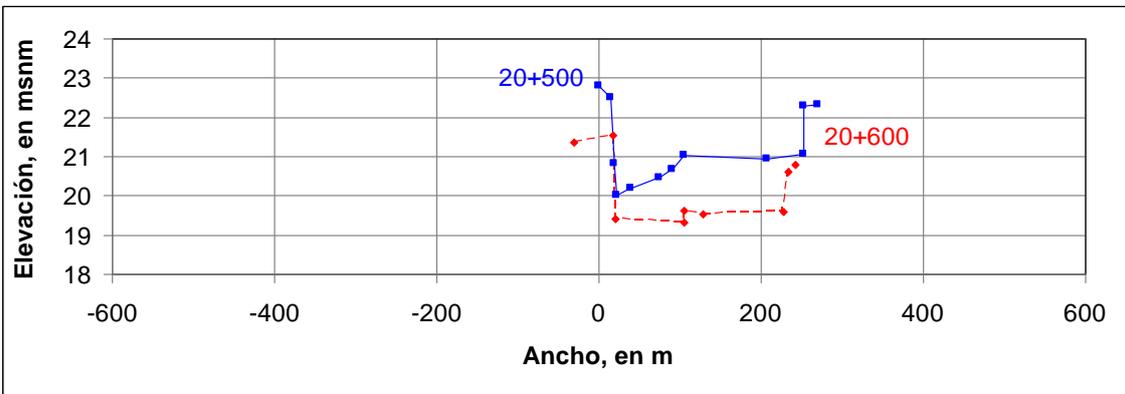
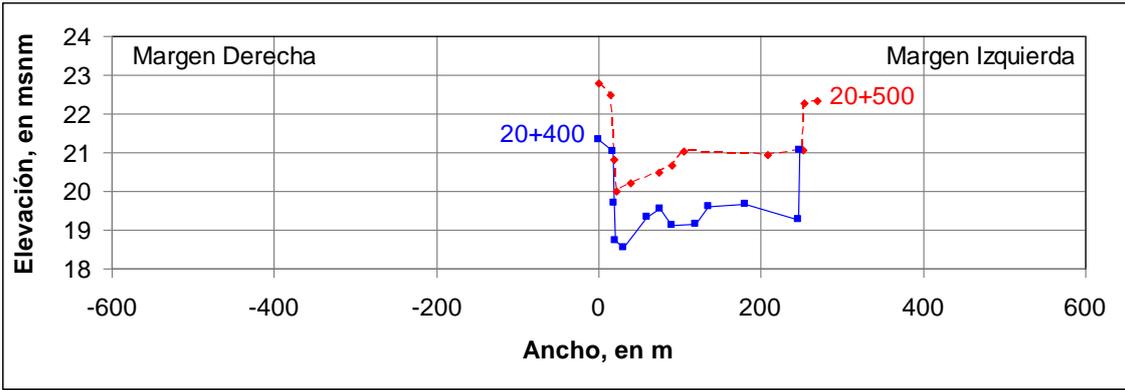
Hydrologic Engineering Center (2002c).*HEC-GeoRAS, An extension for support of HEC-RAS using ArcView. Version 3.1. User’s Manual. CPD-76*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

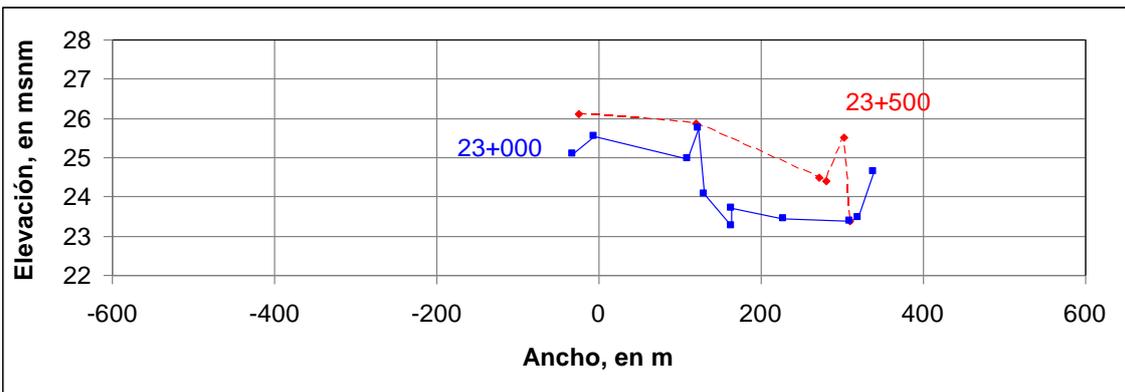
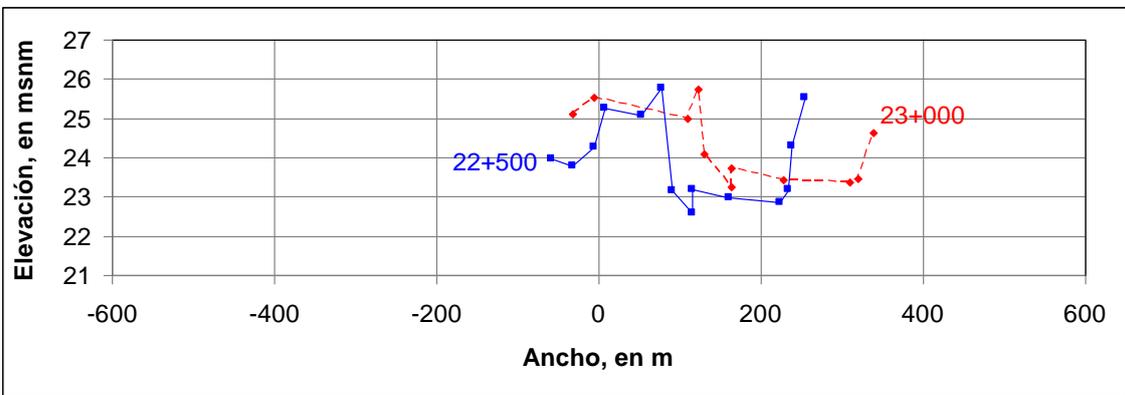
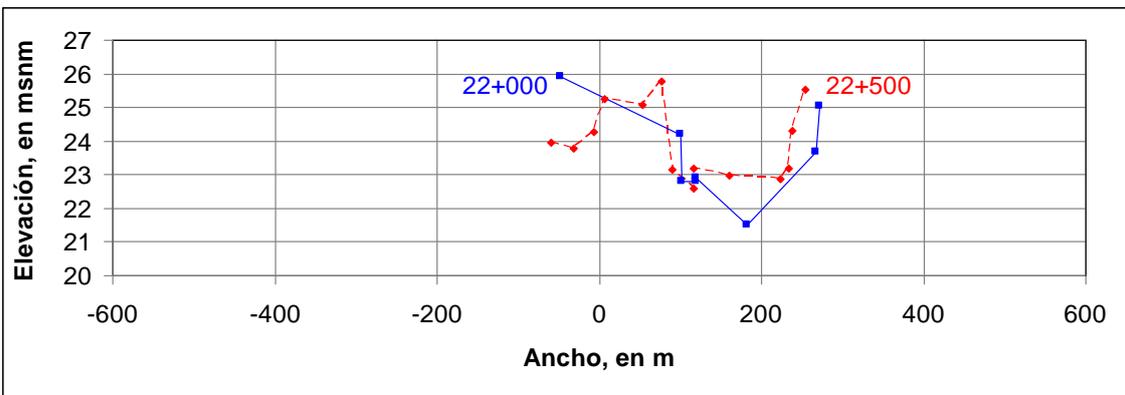
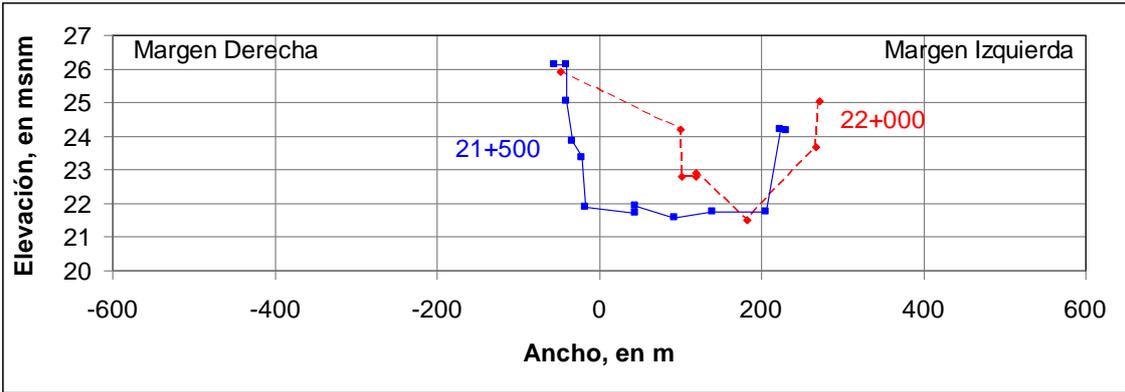
Hydrologic Engineering Center (2002d). *HEC-RAS River Analysis System, Applications Manual, Version 3.1*, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

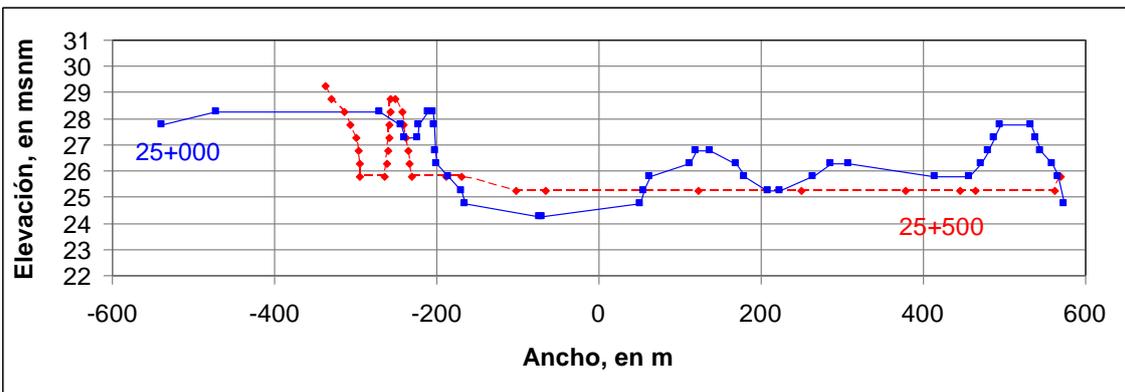
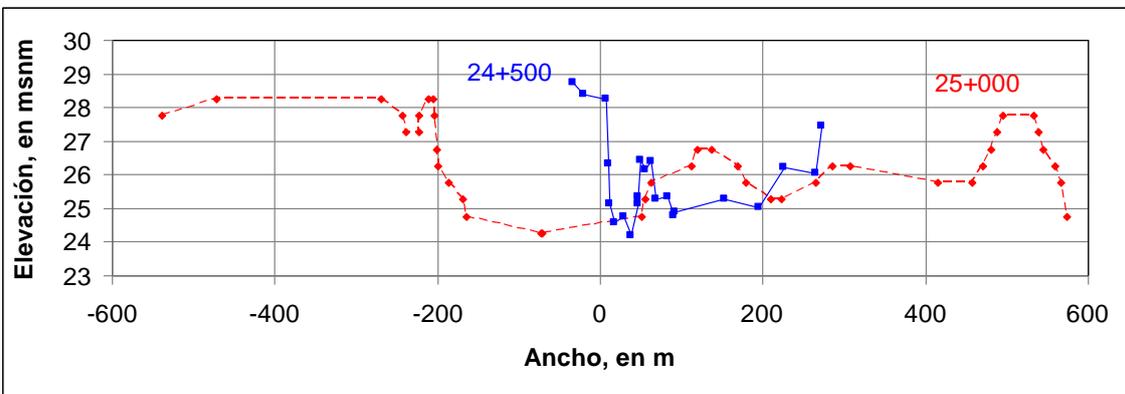
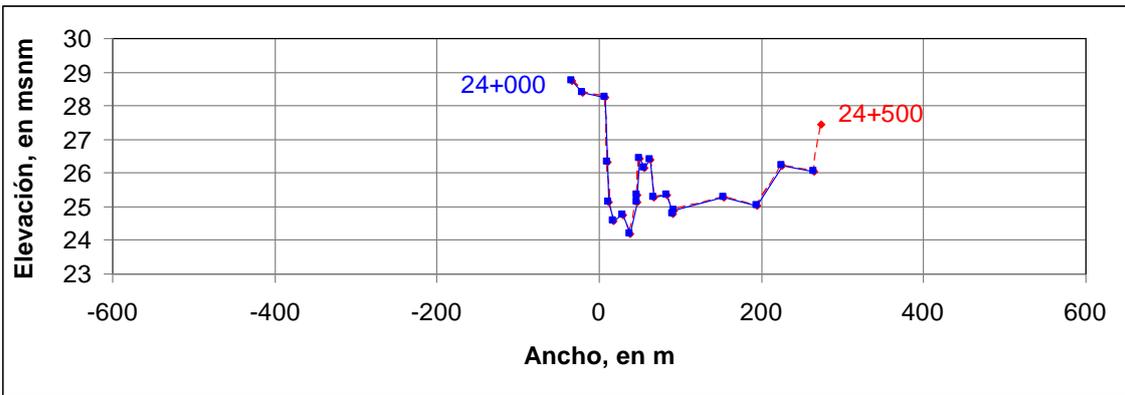
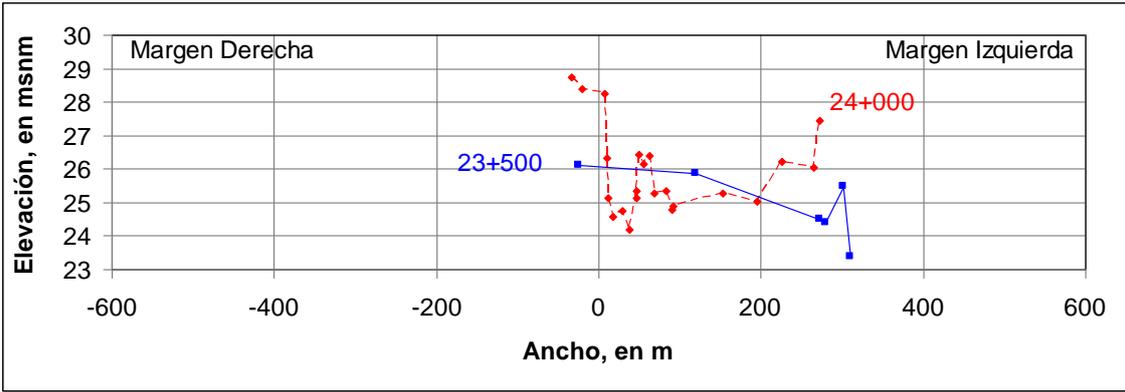
APÉNDICE A

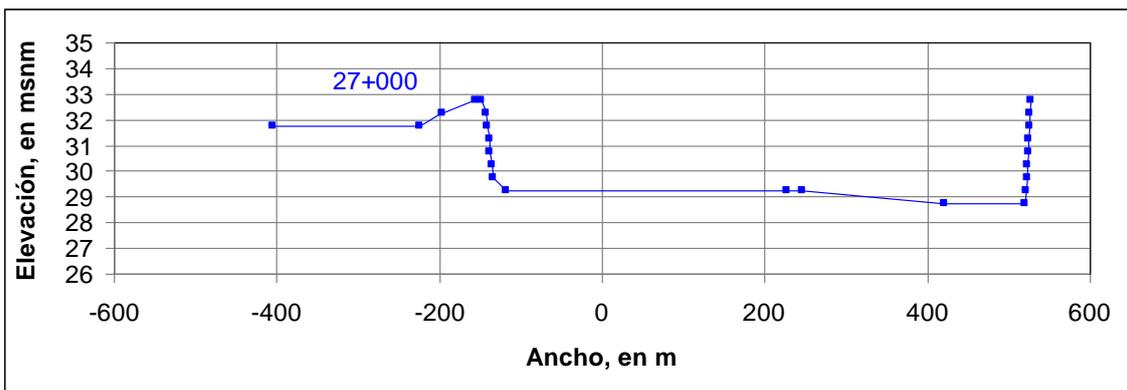
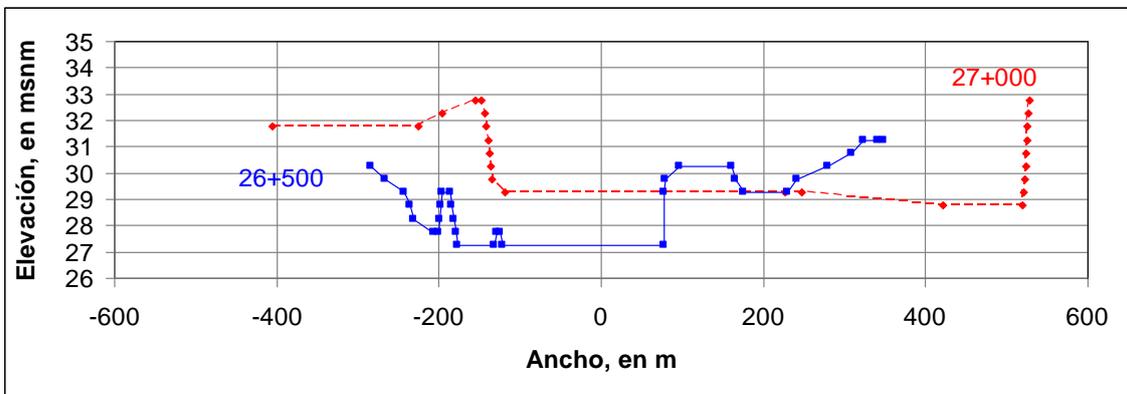
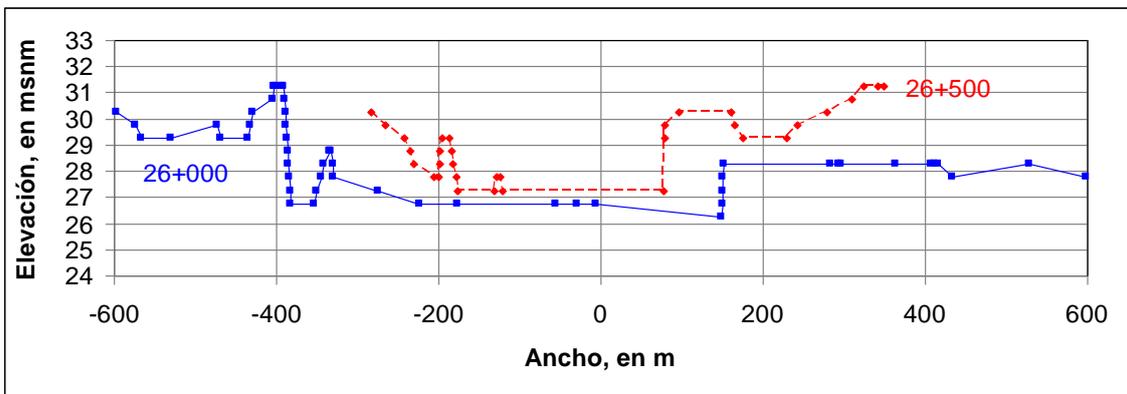
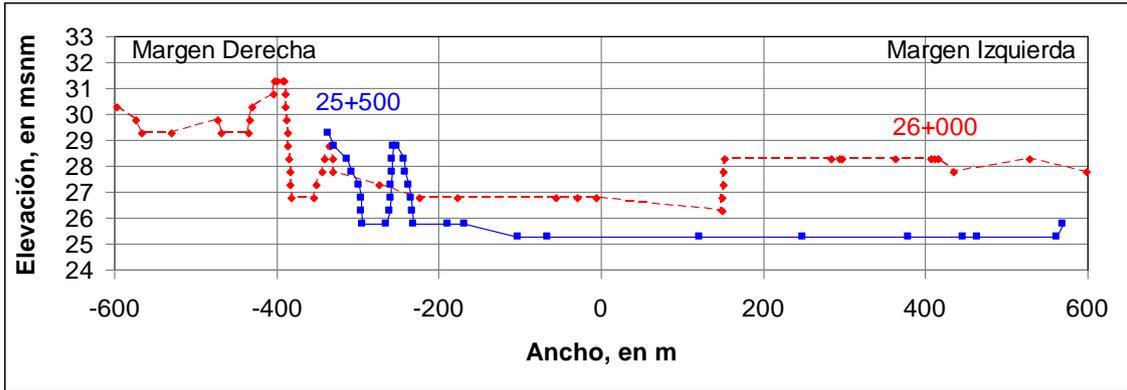












APÉNDICE B

