



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

ESTUDIO DE LAS CRECIENTES EN LAS CUENCAS DE LA COSTA DEL ESTADO DE CHIAPAS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

CARLOS ALBERTO ECHEVERRI VÉLEZ

TUTOR:

Dr. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

SEPTIEMBRE 2007

DEDICATORIA

A mi madre por entregar su vida completa a sus hijos y a su hogar, por el inmenso amor, la educación y formación que me da día a día de manera incondicional. Eres una bendición.

A mi padre por su amor y entrega, por inculcarme la vocación y el amor al estudio, y por su ejemplo de honestidad, perseverancia y responsabilidad.

A mi hermano por ser mi mejor amigo, con quien siempre puedo contar y por ser siempre un modelo a seguir.

A Diana, mi hermosa amada, quien siempre ha sido mi fortaleza y mi guía, quien me ha enseñado lo grande que es el amor, sin importar las fronteras y las adversidades, siempre mostrando entereza y firmeza. A ti te dedico estos dos años y este trabajo. A ti quiero regresar.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Ramón Domínguez Mora por contribuir decisivamente en mi formación académica y profesional, con su gran capacidad intelectual, su entrega y dedicación incondicionales. Por que además de los conocimientos transmitidos, deja en mí un valioso legado, su calidad humana.

A mis sinodales Dr. Carlos A. Escalante Sandoval, Dr. Oscar Fuentes Mariles, Dr. Jesús Gracia Sanchez y el M. I. Víctor Franco, por la calidad de los cursos que imparten, y que tuve la fortuna de cursar. Como también un agradecimiento por aceptar ser los evaluadores de mi proyecto de grado.

Al instituto de ingeniería por brindarme esta maravillosa oportunidad de formarme en tan magna institución, y por su apoyo técnico y económico.

A mis grandes amigos Alejandro Garcés, Juan Carlos Orozco, Alejandro Cadena, Juliana Mosquera y German Daniel Rivillas, por su amistad incondicional, por acompañarme siempre en los buenos y malos ratos, y por tantos momentos de alegría que siempre recordare con gran entusiasmo.

A Rafael Durand Maya, con quien compartí el gusto y la afición por diversas expresiones artísticas, y con quien tuve la oportunidad de intercambiar ideas e inquietudes de índole, cultural, político y social que fueron bastante enriquecedoras para mí.

A mis compañeros de oficina Felipe Aguilar, Israel Martínez, Gabriela Esquivel y Norberto Torres por que me brindaron su amistad y me acogieron con aprecio.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por la formación académica que me brindó y las innumerables oportunidades de formación integral y de recreación.

Y a todas aquellas personas, que de una u otra forma llenaron estos dos años de formación, satisfacción y alegría y que no es posible citarlos a todos, muchas gracias.

Índice General

	pág
1. Introducción	1
2. Fundamentos teóricos	4
2.1. Pérdidas	4
2.1.1. Descripción del Proceso de Infiltración:	4
2.1.2. Factores que Afectan la Infiltración	6
2.1.3. Métodos Empíricos de Estimación de la Infiltración	6
2.1.3.1. Criterio de la Capacidad de Infiltración Media	7
2.1.3.2. Criterio del Coeficiente de Escurrimiento	8
2.1.3.3. Criterio del United States Soil Conservation Service y El Método de los Números de Escurrimiento (USSCS)	9
2.1.3.4. Criterio del Índice de Precipitación Antecedente	11
2.1.3.5. Método de Horton	11
2.1.3.6. Método de Kostiakov	12
2.1.3.7. Expresión de Philip:	12
2.1.4. Elementos de una Teoría de Infiltración	13
2.1.4.1. Método de Green Ampt	18
2.2. Relación Lluvia Escurrimiento	21
2.2.1. Métodos de Relación Lluvia Escurrimiento	22
2.2.1.1. Fórmula Racional	22
2.2.1.2. Método del Hidrograma Unitario	24
2.2.1.3. Hidrograma Unitario Instantáneo	27
2.2.1.4. Hidrograma Unitario Sintético	28

2.2.1.4.1. Hidrograma Unitario Triangular	29
2.2.1.4.2. Hidrograma Unitario Adimensional	31
2.2.1.4.3. Hidrograma Unitario de Clark. Método de Isócronas	32
2.3. Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)	38
2.3.1. <i>Características Fisiográficas de una Cuenca</i>	38
2.3.1.1. Red de Drenaje	38
2.3.1.2. Orden de la Red de Drenaje	38
2.3.1.3. Longitud de Tributarios y del cauce principal (L)	39
2.3.1.4. Leyes de Horton	40
2.3.2. <i>Definición del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)</i>	42
2.3.2.1. Estimación de la Función de Distribución de Probabilidad de los Tiempos de Viaje	44
2.3.2.2. Determinación de la Probabilidad de Seguir una Trayectoria Dada	46
2.4. Sistemas de Información Geográfica	49
3. Aplicación	50
3.1. Descripción de la Zona de Estudio	51
3.2. Análisis de Gastos máximos	52
3.2.1. <i>Estimación de parámetros de la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel empleando el método de máxima verosimilitud con algoritmo Genético.</i>	61
3.2.2. <i>Análisis Regional de Gastos Máximos</i>	65
3.3. Análisis de Lluvias Máximas	74
3.3.1. <i>Análisis Regional de Lluvias Máximas</i>	78
3.3.2. <i>Análisis de Tormentas</i>	86
3.3.2.1. Tormentas en las Cuencas Coatán y Huixtla	89
3.4. Estimación Parámetros de Infiltración	92
3.5. Relación Lluvia-Escorrentamiento	105
Conclusiones	113
Bibliografía	117

Índice de Figuras

	pág
Figura 2.1. Volumen de control de un medio poroso no saturado	15
Figura 2.2. Modelo de infiltración de Green-Ampt.	18
Figura 2.3. Hidrograma unitario	25
Figura 2.4. Hidrograma unitario triangular	29
Figura 2.5. Hidrograma unitario adimensional	32
Figura 2.6. Ejemplo curvas isócronas para una cuenca y de un histograma tiempo- área	33
Figura 2.7. Cálculo del coeficiente de atenuación por almacenamiento	34
Figura 2.8. Almacenamiento por cuña y por prisma en un tramo de un canal	36
Figura 2.9. Sistema de ordenación de corrientes de Stahler	39
Figura 3.1. Estaciones hidrométricas en la costa de Chiapas	54
Figura 3.2. Sección transversal en la estación hidrométrica Cahuacán. Incluye el nivel del agua para el evento de Octubre de 2005	57
Figura 3.3. Sección transversal en la estación hidrométrica Talismán II. Incluye el nivel del agua para el evento de Octubre de 2005	57
Figura 3.4. Comparación gráfica entre ajustes Gumbel y doble Gumbel	60
Figura 3.5. Ajustes para la función doble Gumbel aplicando la técnica de momentos y máxima verosimilitud (Algoritmos genéticos)	64
Figura 3.6. Regionalización de gastos máximos instantáneos. Ajuste tipo doble Gumbel	67
Figura 3.7. Estaciones climatológicas en la costa de Chiapas	75
Figura 3.8. Coeficientes de variación de precipitación en la costa de Chiapas	77
Figura 3.9. Ajuste regional de precipitaciones. Tipo Gumbel y doble Gumbel	81

Figura 3.10. Comportamiento del ajuste regional de precipitaciones frente al ajuste individual	83
Figura 3.11. Plano de isoyetas para el evento del día 7 de Septiembre de 1998	89
Figura 3.12. Plano de isoyetas para el evento del día 8 de Septiembre de 1998	90
Figura 3.13. Plano de isoyetas para el evento del día 4 de Octubre de 1998	90
Figura 3.14. Plano de isoyetas para el evento del día 5 de Octubre de 1998	91
Figura 3.15. Plano de isoyetas para 100 años periodo de retorno	91
Figura 3.16. Hietogramas medios en la cuenca de Coatán para los años 1963, 1973, 1974	93
Figura 3.17. Hietogramas medios en la cuenca de Huixtla para los años 1963, 1974, 1979, 1988	93
Figura 3.18. Cálculo de la precipitación efectiva para los eventos de 1963 y 1973 en la cuenca Coatán	96
Figura 3.19. Cálculo de la precipitación efectiva para el evento de 1974 en la cuenca Coatán	97
Figura 3.20. Cálculo de la precipitación efectiva para los eventos de 1963 y 1974 en la cuenca Huixtla	99
Figura 3.21. Cálculo de la precipitación efectiva para los eventos de 1979 y 1988 en la cuenca Huixtla	100
Figura 3.22. Resumen parámetros geomorfológicos cuencas Coatán y Huixtla	108
Figura 3.23. Hidrogramas unitarios geomorfológicos	109
Figura 3.24. Hidrogramas medios diarios para la tormenta de 1963 en la cuenca Coatán	109
Figura 3.25. Hidrogramas medios diarios para la tormenta de 1963 en la cuenca Huixtla	110
Figura 3.26. Hidrogramas de diseño para 100 años periodo de retorno	111

Índice de Tablas

	pág
Tabla 3.1. Características generales de las estaciones hidrométricas	54
Tabla 3.2. Registros de gastos máximos anuales (m ³ /s)	56
Tabla 3.3. Expresiones de regresión para la estimación de gastos	57
Tabla 3.4. Gastos estimados para los eventos de 2005	58
Tabla 3.5. Ajustes de funciones de distribución de probabilidad por estación hidrométrica	59
Tabla 3.6. Cambio de ajuste a tipo Gumbel para estaciones particulares	60
Tabla 3.7. Ajuste de tipo doble Gumbel empleando algoritmos genéticos	63
Tabla 3.8. Comparativo entre el empleo del método de momentos y máxima verosimilitud	63
Tabla 3.9. Gastos modulados sin incluir el evento de 2005	68
Tabla 3.10. Gastos modulados incluyendo el evento de 2005	69
Tabla 3.11. Eventos de diseño individual y regional sin considerar el evento de 2005	72
Tabla 3.12. Eventos de diseño individual y regional considerando el evento de 2005	73
Tabla 3.13. Características generales de las estaciones pluviométricas	75
Tabla 3.14. Precipitaciones máximas anuales	79
Tabla 3.15. Error estándar de funciones de distribución aplicadas individualmente	77
Tabla 3.16. Precipitaciones moduladas	80
Tabla 3.17. Parámetros del ajuste regional	81
Tabla 3.18. Precipitaciones de diseño individual y regional	82

Tabla 3.19. Precipitaciones máximas anuales de diseño a nivel individual y regional ajustadas (1.14)	85
Tabla 3.20. Análisis de lluvias diarias	87
Tabla 3.21. Estimación de precipitación efectiva para las tormentas seleccionadas en la cuenca Coatán	95
Tabla 3.22. Estimación de precipitación efectiva para las tormentas seleccionadas en la cuenca Huixtla	98
Tabla 3.23. Relación P_T^d/P_T^1 para $k = 0.35$	101
Tabla 3.24. Análisis hietograma Coatán y cálculo de parámetros de infiltración	102
Tabla 3.25. Análisis hietograma Huixtla y cálculo de parámetros de infiltración	103
Tabla 3.26. Resumen parámetros de infiltración en escala temporal diaria	104
Tabla 3.27. Resumen parámetros de infiltración en escala temporal horaria	104
Tabla 3.28. Cálculo parámetros geomorfológicos cuenca coatan orden 4	106
Tabla 3.29. Cálculo parámetros geomorfológicos cuenca Huixtla orden 5	107
Tabla 3.30. Gastos máximos estimados para 100 años de periodo de retorno	112

RESUMEN

La ocurrencia de eventos severos en la costa del estado de Chiapas en el año 2005, que provocaron cuantiosas pérdidas humanas y económicas, planteó con urgencia la necesidad de modificar los eventos de diseño estimados anteriormente, pues en estos no se cuenta con eventos de esta magnitud. Con este fin se desarrolla un análisis de frecuencias de gastos máximos instantáneos a nivel individual y regional, tanto para escurrimientos como para precipitaciones. Para contar con estimaciones en sitios no aforados se valida un modelo lluvia-escurrimiento. El modelo empleado es el del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico, el cual al es aplicado a un hietograma de diseño elaborado a partir de un mapa de isoyetas, a cualquier cuenca perteneciente a la región de la que se tengan sus características fisiográficas.

De este modo se proponen eventos de diseño para diversos periodos de retorno para sitios aforados, y se plantea un procedimiento para hacer estas estimaciones en cualquier sitio no aforado ubicado dentro de la región hidrológica de la costa de Chiapas

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

Los sucesos acaecidos en el estado de Chiapas en el año 1998 y recientemente en el año 2005, en los que la ocurrencia de precipitaciones de gran intensidad, provocadas por el paso de las tormentas tropicales Earl y Francés (1998) y el huracán Stan (2005), dejaron a su paso cuantiosas pérdidas humanas, ambientales, y económicas, pero además, estos hechos ponen de manifiesto una ausencia casi total de acciones de los organismos gubernamentales de control de uso de suelos y preservación de los recursos ambientales, y por consecuencia directa, una serie de actividades humanas no controladas, cuyas repercusiones van más allá de los mencionados desastres.

Los eventos extraordinarios, como los eventos ciclones que afectan al estado de Chiapas, se han presentado en esta región desde mucho tiempo antes a que fueran registrados de manera histórica o fueran cuantificados meteorológicamente; pero los eventos recientes revierten un riesgo mayor, puesto que la acción del hombre ha alterado los ciclos naturales, y la ocurrencia potencial de un fenómeno catastrófico que afecte la vida humana es mayor. Este peligro, asociado a la creciente vulnerabilidad de los grupos humanos que habitan esta región, constituye un panorama de alto riesgo.

El impacto de la actividad del hombre en el entorno ambiental del estado es devastador. La deforestación progresiva, la falta de planeación ambiental y de protección de los recursos naturales, ha ocasionado que un gran porcentaje de la vegetación nativa haya sido arrasada por fines agrícolas, ganaderos, industriales y residenciales. Estos cambios de uso del suelo traen

consigo serios daños al ecosistema y cambios desfavorables en los procesos hidrológicos locales. Estos impactos están interrelacionados y generan una reacción en cadena que de no ser atendidos de manera oportuna serán irreversibles.

La pérdida de retención superficial de agua ocasiona que el escurrimiento superficial sea mayor provocando inundaciones y desfavoreciendo las capacidades de recarga de los mantos acuíferos. Por otro lado, la falta de vegetación hace que la precipitación tenga un mayor potencial erosivo y al escurrir la precipitación se produce un lavado del suelo, por lo que éste perderá su riqueza orgánica, ocasionando un proceso de desertificación.

Dentro de toda esta problemática, y de los diversos esfuerzos necesarios para buscar una solución integral a un trastorno de tan grandes proporciones, el presente trabajo busca caracterizar y dar un mejor conocimiento de los procesos hidrológicos que tienen lugar en la región costera del estado de Chiapas, como son el proceso de precipitación, y cómo ésta se transforma en escurrimiento. Esto con el objeto de evaluar las condiciones de peligro a que está sujeta la región frente a crecientes e inundaciones y estimar eventos de diseño para el desarrollo de obras de infraestructuras y programas de prevención que permitan reducir la vulnerabilidad de los asentamientos humanos.

Estudios de este tipo han sido desarrollados recientemente, como el de Enrique González Guzmán (2005) e Irán Vinicio Bañuelos Robles (2005), los cuales realizaron un análisis de eventos extremos, pero en ellos no fue considerado el evento de 2005, que fue aun más extraordinario que el evento de 1998, lo que ocasiona que los eventos de diseño se vean modificados. Es por esto que se hace necesario el desarrollo de un nuevo análisis de frecuencias de eventos extremos que comprenda el evento de 2005.

Este estudio se divide en dos partes, la primera define los fundamentos teóricos básicos y la segunda presenta la aplicación del estudio de las crecientes en las cuencas del estado de Chiapas

Dentro de los fundamentos teóricos se describe el proceso de infiltración, los métodos empíricos para estimarla y la formulación teórica de la misma. Se presenta el concepto del hidrograma unitario y los modelos lluvia escurrimiento de mayor aplicación. Por último, se presenta en este capítulo el concepto del Hidrograma Unitario Geomorfológico y la descripción de las características fisiográficas necesarias para su aplicación.

En el capítulo de aplicación se hace en primer lugar una estimación indirecta de las avenidas del evento de 2005, debido a que no fue posible registrarla directamente. Posteriormente se realiza un análisis de frecuencias a nivel individual y regional, tanto para escurrimientos como para precipitación. El análisis se presenta primero sin considerar el evento de 2005, con el propósito de evaluar el periodo de retorno asociado a este evento, y posteriormente se desarrolla el análisis de frecuencia a la serie completa, incluyendo el evento de 2005 y se estiman los eventos de diseño para diversos periodos de retorno.

Para poder estimar estos eventos en cuencas no instrumentadas se busca validar un modelo-lluvia-escurrimiento en dos cuencas que cuentan con información simultanea de lluvias y escurrimientos para unas tormentas particulares. El modelo empleado es el del Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico y una vez validado es aplicado a un hietograma de diseño elaborado a partir de un mapa de isoyetas, con el cual es posible aplicarlo a cualquier cuenca de la que se tengan sus características fisiográficas.

Por último se presenta un análisis y conclusiones de los resultados obtenidos.

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Pérdidas

Las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración. La porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia escurrimiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas. En general, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo.

2.1.1. Descripción del Proceso de Infiltración:

Considérese un área pequeña de suelo, en la que sus características (tipo de suelo, cobertura vegetal, uso de suelo, etc), así como la intensidad de la lluvia en el espacio puedan considerarse uniformes, aunque la última cambie en el tiempo.

Supóngase que al inicio de una tormenta el suelo esta de tal manera seco que la cantidad de agua que puede absorber en la unidad de tiempo (es decir su capacidad de infiltración) es mayor que la intensidad de la lluvia en esos primeros instantes de la tormenta. Bajo estas condiciones se infiltrará toda la lluvia, es decir:

$$\text{Si } i < f_p \quad \text{luego } f = i$$

f Infiltración, expresada como lámina por unidad de tiempo, por ejemplo, mm/h.

f_p Capacidad de infiltración, en las mismas unidades.

i Intensidad de la lluvia.

En esta parte del proceso las fuerzas producidas por la capilaridad predominan sobre las gravitatorias.

Al avanzar el tiempo, si la lluvia es suficientemente intensa, el contenido de humedad del suelo aumenta hasta que su superficie alcanza la saturación. En este momento se empiezan a llenar las depresiones del terreno, es decir, se originan charcos y comienza a producir flujo sobre la superficie. A este instante se le llama tiempo de encharcamiento y se denota como t_p .

Desde antes del tiempo de encharcamiento, si la lluvia sigue siendo intensa, las fuerzas capilares pierden importancia frente a las gravitatorias, pues el contenido de humedad del suelo aumenta y la capacidad de infiltración disminuye con el tiempo. Además, bajo estas condiciones, la infiltración se hace independiente de la variación en el tiempo de la intensidad de la lluvia, en tanto que ésta sea mayor que la capacidad de transmisión del suelo, de manera que:

$$\text{Si } i > f_p, \quad t > t_p \quad \text{luego } f = f_p$$

Donde f_p decrece con el tiempo.

Bajo las condiciones anteriores, la capa saturada (que en el tiempo de encharcamiento era muy delgada y estaba situada en la superficie del suelo) se ensancha a medida que su límite inferior, denominado frente húmedo, baja. Entonces, dado que cada vez una mayor parte del suelo está saturado, las fuerzas capilares pierden importancia paulatinamente hasta que llega un momento, teóricamente en $t = \alpha$, en que, al estar todo el medio saturado, el movimiento del agua se produce sólo por la acción de la gravedad y la capacidad de infiltración se hace constante.

La descripción anterior, es, de rigor, válida solamente para una columna de suelo homogénea donde el nivel freático esté muy profundo; sin embargo, se verifica con una precisión aceptable en la mayoría de los casos prácticos.

Cuando ya no hay agua sobre la superficie del terreno, el contenido de humedad de las capas de suelo cercanas al frente húmedo se difunde, haciendo que dicho frente avance hacia arriba hasta que la superficie deja de estar saturada.

2.1.2. Factores que Afectan la Infiltración

La estimación de pérdidas es un problema complejo debido a que depende de muchos factores, de los que pueden destacarse los siguientes:

- Textura del suelo.
- Contenido de humedad inicial.
- Contenido de humedad de saturación.
- Cobertura vegetal.
- Uso del suelo.
- Aire atrapado.
- Lavado de material fino.
- Compactación.
- Temperatura, sus cambios y diferencias.

Estos factores actúan en forma diversa en cada cuenca y dentro de una cuenca específica en cada una de sus partes. Adicionalmente se tiene el problema de que las mediciones comunes no permiten medirlos por separado. Debido a la complejidad del proceso los modelos que han sido desarrollados son sólo aproximaciones al proceso real, con lo que se busca al menos estimar valores promedio de las pérdidas. A continuación se presentan los modelos de uso más frecuente.

2.1.3. Métodos Empíricos de Estimación de la Infiltración

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y volumen de escurrimiento en una cuenca, las pérdidas se pueden calcular, de acuerdo con su definición como:

$$V_p = V_{ll} - V_{ed} \quad (2.1)$$

Donde

V_p Volumen de pérdidas.

V_{ll} Volumen de lluvia.

V_{ed} Volumen de escurrimiento directo.

Si ambos miembros de la ecuación se dividen entre el área de la cuenca se obtiene:

$$F = I - R \quad (2.2)$$

Donde

F Infiltración o lámina de pérdidas acumulada.

I Lámina de lluvia acumulada.

R Lámina de escurrimiento directo acumulado

Y si se deriva la ecuación anterior con respecto al tiempo se tiene:

$$f = i - r \quad (2.3)$$

Donde r es la lámina de escurrimiento directo por unidad de tiempo.

Para la aplicación de los métodos que simulan la relación lluvia escurrimiento es necesario conocer la variación en el tiempo de r. Para ello se usan comúnmente dos tipos de criterios en cuencas aforadas: el de la capacidad de infiltración media y el del coeficiente de escurrimiento.

2.1.3.1. Criterio de la Capacidad de Infiltración Media

Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante toda la tormenta. A esta capacidad de infiltración se le llama índice de infiltración media ϕ . Cuando se tiene un registro simultáneo de precipitación y escurrimiento de una tormenta, el índice de infiltración media se calcula de la siguiente manera:

- Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.

- Se calcula la altura de lluvia en exceso o efectiva hp_e como el volumen de escurrimiento directo dividido entre el área de la cuenca:

$$hp_e = \frac{V_{ed}}{A_c} \quad (2.4)$$

- Se calcula el índice de infiltración media ϕ trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que queden arriba de esa línea sea igual a hp_e . El índice de infiltración media ϕ será entonces igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hietograma.

2.1.3.2. Criterio del Coeficiente de Escurrimiento

Con este criterio se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia, esto es:

$$f = (1 - C_e) \cdot i, \text{ es decir, } r = C_e \cdot i \quad (2.5)$$

Donde la constante de proporcionalidad C_e , sin unidades, se denomina coeficiente de escurrimiento. Otra manera de escribir la ecuación es:

$$V_{ed} = C_e \cdot V_{ll} \quad C_e = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (2.6)$$

Aunque estos dos modelos son los de más fácil y extendida aplicación, ocurre, sin embargo, que aún para la misma cuenca, los valores característicos de estos dos modelos resultan diferentes de una tormenta a otra, por los siguientes motivos:

- Si la humedad antecedente del suelo es alta, la capacidad de almacenamiento en depresiones disminuye y, sobre todo, disminuye la capacidad de infiltración inicial.
- Conforme la magnitud de la tormenta es mayor, la intensidad de la lluvia supera en más puntos de la cuenca a la capacidad de infiltración, de forma que el gasto infiltrado aumenta. Por otra parte, el aumento en la infiltración es proporcionalmente menor que el aumento en la magnitud de la tormenta, de tal forma que el coeficiente de escurrimiento también aumenta.

- Otra consideración importante es que a medida que la lluvia aumenta, el coeficiente de escurrimiento también lo hace, acercándose a su valor límite $C_e = 100\%$; por su parte el índice de infiltración tiende a un valor que coincide con la capacidad de infiltración ponderada en una determinada cuenca.

2.1.3.3. Criterio del United States Soil Conservation Service y El Método de los Números de Escurrimiento (USSCS)

Con este método se estima la altura de lluvia efectiva a partir de la total y de las características de la cuenca.

El método original se desarrolló en la década de los 50 y estaba basado en información de suelos, uso de la tierra, condiciones iniciales de humedad, duración y volumen de la precipitación, y temperatura media anual, que determinan los parámetros S e I_a .

Para una determinada tormenta la lámina de precipitación efectiva o escurrimiento directo P_e es siempre menor o igual a la lámina de precipitación total P ; de manera similar después que el escurrimiento se inicia, la lámina adicional de agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (pérdida inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.7)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2.8)$$

Y resolviendo para P_e , se tiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.9)$$

Donde:

P Altura total de precipitación de la tormenta en milímetros.

I_a Pérdida inicial antes del encharcamiento.

S Parámetro por determinar, conocido como índice de almacenamiento, con las mismas unidades de P.

Éste índice de almacenamiento evolucionó a una ecuación donde el escurrimiento es función únicamente de las condiciones de la cuenca, que se definen con un parámetro llamado “Numero de curva” (N), y la precipitación.

Considerando los resultados obtenidos para varias cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2 \cdot S \quad (2.10)$$

$$S = \frac{2540}{N} - 25.4 \quad (S \text{ en centímetros}) \quad (2.11)$$

Se tiene el método llamado “de los números de escurrimiento”, que reúne las características mencionadas. La altura de lluvia total P se relaciona con la altura de lluvia efectiva P_e mediante las curvas que se pueden expresar algebraicamente mediante la ecuación:

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (2.12)$$

En esta expresión la precipitación total P y la precipitación afectiva P_e están dadas en centímetros, N es el número de escurrimiento cuyo valor depende del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente, entre otros factores. Para tomar en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al número de escurrimiento obtenido de tablas (Aparicio, 1987, pp 189-190), según la altura de precipitación acumulada cinco días antes de la fecha en cuestión (II_5).

Para la aplicación de esta expresión debe tenerse presente que los valores de N de ésta fueron desarrollados para zonas de estudio específicas, por lo que deben ser usados con precaución. Este modelo presenta la ventaja que considera el efecto de la magnitud de la precipitación total en la estimación de las pérdidas, y es por ello que para una determinada cuenca el valor de N presenta variaciones pequeñas para tormentas de diferentes magnitudes.

2.1.3.4. Criterio del Índice de Precipitación Antecedente

Este criterio relaciona el índice de infiltración media ϕ con las condiciones de humedad del suelo y es útil para problemas de predicción de avenidas a corto plazo. Las condiciones de humedad del suelo se representan mediante el índice de precipitación antecedente IPA definido como:

$$IPA_{j+1} = K \cdot IPA_j + P_j \quad (2.13)$$

Donde P es la precipitación total, K es una constante que toma en cuenta la disminución de la humedad con el tiempo. Cuyo valor puede tomarse como de 0.85 para cálculos diarios, y el subíndice j indica el día en cuestión.

Si se tiene registros de P y ϕ para varias tormentas en la cuenca en estudio, y además se cuenta con las precipitaciones de algunos días anteriores a cada tormenta, es posible construir una gráfica de ϕ contra IPA. La función IPA(ϕ) se determina mediante un análisis de regresión. Para formar una gráfica de esta naturaleza conviene seleccionar una o varias temporadas de lluvias del registro y suponer un valor inicial de IPA. Es conveniente que las tormentas seleccionadas estén conformadas por un único gasto de pico en el hidrograma de respuesta para evitar errores en la separación del gasto base y por lo tanto en el cálculo de ϕ .

Con la gráfica de IPA contra ϕ es factible estimar el valor posible de índice de infiltración media ϕ a corto plazo, conociendo únicamente la precipitación en los días anteriores.

2.1.3.5. Método de Horton

Una de las primeras expresiones empíricas para la determinación de la infiltración fue la desarrollada por Horton (1933, 1939), quien observó que la infiltración inicial tiene una tasa f_0 y decrece exponencialmente con el tiempo hasta llegar a un valor constante f_c .

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (2.14)$$

f_p es la capacidad de infiltración, k es la constante de decaimiento y tiene dimensiones de $[T^{-1}]$, f_c y f_0 , al igual que k son constantes empíricas cuyos valores son dados por tablas.

La clasificación de los suelos para determinar los valores de las constantes son muy generales y de difícil aplicación, además las variaciones de f_c son tan grandes que es muy probable cometer errores de consideración al escoger algún valor.

2.1.3.6. Método de Kostiakov

Kostiakov desarrolló la siguiente expresión

$$f_p = cnt^{n-1} \quad (2.15)$$

Donde c y n son constantes empíricas. Hasta ahora no se han hecho intentos por correlacionar los valores de c y n con las características del suelo, humedad antecedente, etc.

2.1.3.7. Expresión de Philip:

Philip planteó una ecuación mediante una serie infinita que describía la infiltración acumulada $F(t)$ y propuso que para fines de hidrología aplicada se usen únicamente los dos primeros términos de la serie.

$$f = 1/2St^{-1/2} + K \quad (2.16)$$

Donde K es la conductividad hidráulica del suelo y S es un término llamado "Adsorción", constante durante un evento dado, el cual es una función del potencial de succión del suelo.

A medida que t tiende a infinito, f tiende a K . Los dos términos de la ecuación de Philip representan los efectos de la cabeza de succión del suelo y de la cabeza gravitacional respectivamente.

Comparando las expresiones de Kostiakov y Philip se puede decir que c y n son funciones del tiempo y no constantes. Cuando el tiempo tiende a cero c tiende a S y n a 0.5 , y cuando t tiende a infinito, c tiende a K y n a 1 .

En la práctica, al aplicar estas expresiones en cuencas que no son homogéneas, debe considerarse que sus componentes representan valores promedio de toda la cuenca y que para cada caso particular hay que buscar los más adecuados.

Estos modelos matemáticos aunque son sencillos y de fácil aplicación presentan una serie de deficiencias. Cada una de estas expresiones para el cálculo de la capacidad de infiltración son funciones continuas en el tiempo, lo que supone que siempre se está satisfaciendo la capacidad de infiltración, sin tener en cuenta la fluctuación de la intensidad de lluvia en el tiempo. Como se observa, todas las expresiones indican que la capacidad de filtración f es inversamente proporcional al tiempo y en ausencia de la intervención de la variación de la intensidad, no se considera la recuperación de la capacidad de infiltración cuando la intensidad es menor que la capacidad de infiltración.

Otro factor que no se considera es la variabilidad espacial de los suelos, pues se considera un suelo homogéneo, en el que sus propiedades son únicas e invariables, situación que nunca se presenta en la práctica cuando se trabaja con amplias extensiones de tierra, pues ni siquiera en áreas relativamente pequeñas, del orden de 1 km^2 se presenta tal homogeneidad en las propiedades del suelo. Por último estas ecuaciones presentan una gran incertidumbre en la determinación de sus constantes, debido a que no han sido ampliamente estudiadas y los valores propuestos son de pobre discretización (Aparicio, 1987).

2.1.4. Elementos de una Teoría de Infiltración

En el flujo de agua a través de un medio poroso, parte del área en una sección transversal es ocupada por estratos de suelo o roca, lo que implica que la relación Q/A no es igual a la velocidad real del fluido, por tal motivo se define el flujo volumétrico por unidad de área de suelo q llamado el campo de flujo de Darcy.

La ley de Darcy para un medio poroso se escribe como

$$\frac{Q}{A} = q = K \cdot S_f \quad (2.17)$$

Donde k es la conductividad hidráulica del medio, $K=\gamma D^2/32\mu$, en la que μ representa la viscosidad dinámica del fluido y D proviene de la definición de radio hidráulico en un conducto circular $R = D/4$.

La velocidad promedio del fluido en el medio es

$$V = \frac{q}{\eta} \quad (2.18)$$

Donde η es la porosidad y representa la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del medio.

$$\eta = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}} \quad (2.19)$$

Una parte de los vacíos es ocupada por agua y el resto por aire. El volumen ocupado por agua se mide utilizando el contenido de humedad del suelo θ que se define como

$$\theta = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen total}} \quad (2.20)$$

El contenido de humedad del suelo igual a la porosidad cuando el suelo se encuentra saturado.

La ley de Darcy es válida siempre y cuando el flujo sea laminar.

El campo de flujo de Darcy es un vector que tiene componentes en cada una de las direcciones coordenadas, pero en este análisis los flujos horizontales se suponen iguales a cero y solamente se considera la componente vertical z del campo de flujo de Darcy,

En la ley de Darcy S_f representa la tasa de pérdida de carga por unidad de longitud del medio, si se denota la carga total de flujo por h , entonces

$$S_f = -\partial h / \partial z \quad (2.21)$$

Donde el signo negativo indica que la carga total de flujo está disminuyendo en la dirección del flujo debido a la fricción, luego la ley de Darcy se expresa como.

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.22)$$

Para flujo no saturado y no confinado hay tres fuerzas involucradas que son la fricción, la gravedad y la fuerza de succión.

La carga h de agua se mide en unidades de longitud. Pero también puede entenderse como la energía por unidad de peso del fluido. En un medio poroso no saturado, la parte de la energía total del fluido debida a las fuerzas de succión del suelo se conoce como la carga de succión ψ , la cual varía con el contenido de humedad del suelo. Puesto que z se toma positiva hacia arriba, la suma de las cargas de succión y gravedad esta dada por:

$$h = \psi + z \quad (2.23)$$

En esta expresión ambos términos son negativos, z por que se toma como positiva hacia arriba con 0 en la superficie del suelo y ψ por que es una fuerza de succión que se opone al flujo de humedad hacia fuera del lugar (figura 2.1).

No se incluye un término para la carga de velocidad del flujo, debido a que la velocidad es tan pequeña que su carga es despreciable.

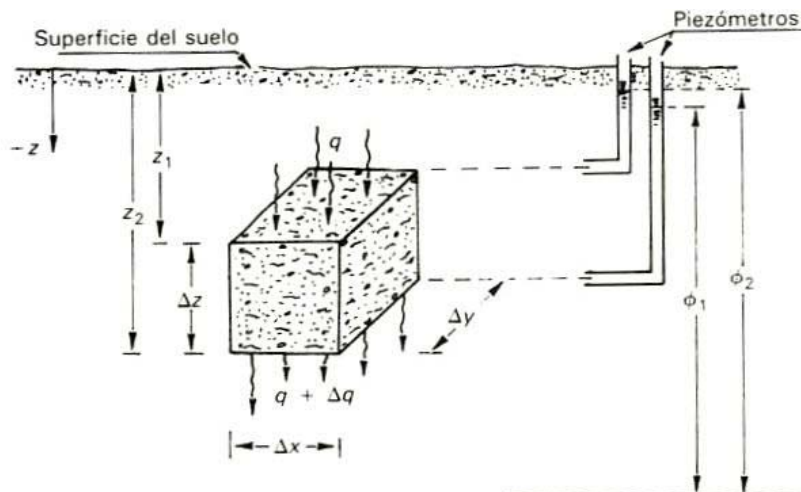


Figura 2.1. Volumen de Control de un Medio Poroso no Saturado.

Sustituyendo esta expresión en la ley de Darcy se tiene:

$$q = -K \frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} \quad (2.24)$$

Considerando un volumen de control de suelo no saturado de dimensiones dx , dy , dz en las direcciones coordenadas, y tomando en cuenta que el contenido de humedad del suelo θ se define como la relación entre el volumen de agua y el volumen total de suelo, como se presentó anteriormente, entonces el contenido de agua en el volumen de control es $\theta \cdot dx \cdot dy \cdot dz$.

El teorema de transporte de Reynolds establece la ecuación de la conservación de una propiedad dentro de un volumen de control. Este teorema determina que el cambio de almacenamiento en el tiempo de una propiedad B en un volumen de control, es igual al flujo neto de la propiedad a través del volumen de control más el crecimiento por si mismo de la propiedad B dentro del volumen de control.

$$D(B) = \frac{dB}{dt} = \left(\int_{vc} \frac{\partial}{\partial t} \beta \rho dV \right) + \left(\int_{sc} \beta \rho V \cdot dA \right)_{sal} - \left(\int_{sc} \beta \rho V \cdot dA \right)_{ent} \quad (2.25)$$

Si la propiedad extensiva B es la masa de agua en el suelo entonces $B = m$, luego $\beta = dB/dm = 1$ y $dB/dt = 0$ debido a que no ocurren cambios de fase en el agua. Por tanto el teorema de transporte de Reynolds toma la forma de la ecuación integral de continuidad.

$$0 = \frac{d}{dt} \iiint_{vc} \rho_w dV + \iint_{sc} \rho_w V \cdot dA \quad (2.26)$$

Donde ρ_w es la densidad del agua y se considera constante.

$$0 = \rho_w dx \cdot dy \cdot dz \frac{\partial \theta}{\partial t} + \rho_w \left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy - \rho_w \cdot q \cdot dx \cdot dy \quad (2.27)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = 0 \quad (2.28)$$

Esta es la ecuación de continuidad para flujo unidimensional no saturado no permanente en un medio poroso. Esta ecuación es aplicable a flujos localizados a poca profundidad por debajo de la superficie terrestre. A una profundidad mayor pueden ocurrir cambios en la densidad del agua y en la porosidad como resultado de cambios en la presión del fluido.

Sustituyendo la ley de Darcy en la ecuación de continuidad se llega a la ecuación de Richards, que es la que rige el flujo no saturado no permanente en un medio poroso.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} + K \right) \quad (2.29)$$

Aunque este modelo matemático constituye una buena aproximación al fenómeno físico de la infiltración es de difícil aplicación en la solución de problemas reales, pues tanto ψ como K son funciones de θ , por lo tanto la ecuación es no lineal y no existe solución analítica conocida para ella, por tanto se deben hacer ciertas hipótesis simplificatorias o hacer uso de los métodos numéricos.

Además para el cálculo del campo de flujo de humedad en el suelo debe conocerse la carga de succión del suelo ψ a diferentes profundidades z y conocerse la relación entre la conductividad hidráulica k y ψ , lo cual acarrea ensayos de laboratorio, que son aplicables en casos muy particulares, ya que estas propiedades del suelo, como se ha mencionado, varían con el contenido de humedad, que a su vez es variable en el tiempo. Por otra parte este modelo teórico es de aplicación puntual, es decir que considera un suelo homogéneo, lo que dista mucho de la realidad, ya que los suelos presentan una gran variabilidad espacial aún dentro de pequeñas áreas.

Consideraciones:

En una columna de suelo de área unitaria y longitud infinita se define la infiltración acumulada como:

$$F = \int_0^{\infty} (\theta - \theta_i) dz \quad (2.30)$$

y la infiltración será:

$$f = \frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \int_0^{\infty} (\theta - \theta_i) dz \quad (2.31)$$

Esta expresión representa de manera teórica la infiltración cuando se conocen las propiedades del suelo y sus condiciones iniciales de humedad.

Se ha visto que cuando el suelo esta saturado (esto es, $\theta = \theta_s$) las fuerzas capilares no existen y solamente actúan las fuerzas de gravedad. En estas condiciones $\psi = 0$, $\phi = z$.

De este modo, sustituyendo en la ley de Darcy y teniendo en cuenta que $K = k_s$ se obtiene: $q = k_s$ si $\theta = \theta_s$.

De donde se infiere que k_s es la velocidad mínima con que el suelo puede transmitir agua, o bien, k_s es la mínima capacidad de infiltración que puede tener un suelo dado.

La conductividad hidráulica del suelo saturado k_s es la propiedad que con frecuencia se denomina “permeabilidad”.

De esta manera y de acuerdo con el parámetro f_c de la fórmula de Horton (ec. 2.14), A de la fórmula de Philip (ec. 2.16) y c de la fórmula de Kostiakov (ec. 2.15), deben ser iguales, teóricamente a la conductividad saturada del suelo.

2.1.4.1. Método de Green Ampt

Se puede obtener un método en un punto intermedio entre la teoría de la infiltración y los métodos empíricos aceptando algunas simplificaciones a la teoría de la infiltración. Estas últimas consisten en suponer que los perfiles de humedad avanzan de manera uniforme, como un pistón, como muestra la figura 2.2, en la que su eje vertical indica la profundidad desde la superficie y el eje horizontal es el contenido de humedad en el suelo.

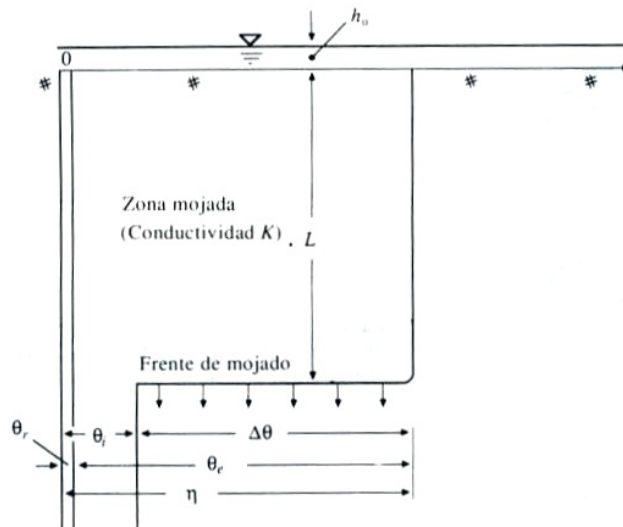


Figura 2.2. Modelo de Infiltración de Green-Ampt.

De este modo, el suelo situado arriba del perfil de humedad está saturado ($\theta_s = \eta$) y debajo de él tiene el contenido de humedad inicial θ_i . Aceptando esta hipótesis, la ley de Darcy se expresa, en la zona saturada como:

$$q = -K_s \frac{(-\psi_f - z_f) - (-\psi_{sup} - z_{sup})}{z_f - z_{sup}} \quad (2.32)$$

En este campo de flujo de Darcy q es constante a través de toda la profundidad. Donde los subíndices f y sup denotan, respectivamente, las condiciones en el frente húmedo (límite inferior de la capa saturada) y en la superficie del suelo. Tomando como origen del eje z la superficie del suelo, orientado hacia abajo, y la presión atmosférica como referencia e igual a cero resulta.

$$q = -K_s \frac{\psi_f - z}{z} = K_s \left(1 - \frac{\psi_f}{z} \right) \quad (2.33)$$

En esta ecuación se ha supuesto que la carga en la superficie, debida a la profundidad de encharcamiento h_0 es despreciable. Esta suposición generalmente es adecuada debido a que supone que el agua encharcada se vuelve escorrentía superficial.

Se define como deficiencia de humedad M_d a la diferencia entre los contenidos de humedad de saturación e inicial, esto es $M_d = (\theta_s - \theta_i)$, que al multiplicar y dividir por M_d en el segundo término del paréntesis de la expresión anterior se obtiene:

$$q = K_s \left(1 - \frac{\psi_f \cdot M_d}{z(\theta_s - \theta_i)} \right) \quad (2.34)$$

De acuerdo con las suposiciones del método, si el medio está saturado entre $z=0$ y $z=z_f$, la velocidad del agua será la misma en toda esta región, incluyendo la superficie; entonces $f = q$, además tomando en cuenta la ecuación 2.31 resulta que $F = z(\theta_s - \theta_i)$. Así la ecuación 2.34 se transforma en:

$$f = k \left[1 - \frac{\psi \cdot M_d}{F} \right] \quad (2.35)$$

Esta expresión fue desarrollada por Green y Ampt y es válida solo en el caso de que $i > K_s$, siendo i la intensidad de la lluvia, en caso contrario se tiene que $f = i$ si $i < K_s$.

Se deduce de esta expresión que si pasa un tiempo largo con una lluvia intensa ($i > K_s$), F crece hasta que $\psi_i M_d / F$ se hace despreciable; en ese momento se tiene que $f = K_s$. Lo mismo sucede cuando M_d es pequeño, es decir, cuando el contenido de humedad del suelo está inicialmente cerca al de saturación.

Puesto que $f = dF/dt$, de la expresión anterior se deduce la expresión para la estimación de F a partir de la ecuación diferencial resultante, cuya solución es:

$$F(t) = kt - \psi\Delta\theta \ln\left(1 - \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta}\right) \quad (2.36)$$

Para resolver esta ecuación se puede emplear el método de sustituciones sucesivas, siendo necesario el conocimiento de K , t , ψ y $\Delta\theta$, con lo que quedaría determinado el valor de la infiltración acumulada F y al sustituirlo en la expresión 2.35 se determina la correspondiente tasa de infiltración potencial f .

Este modelo aunque más sencillo que la teoría de infiltración descrita, requiere igualmente de la estimación de la conductividad hidráulica K , de la porosidad η y de la cabeza de succión del suelo en el frente húmedo ψ , lo que implica las mismas limitaciones del modelo teórico visto anteriormente; que para la solución de casos prácticos resulta casi inaplicable.

Por otro lado, los desarrollos anteriores muestran que la fórmula de Horton describe bien cualitativamente el fenómeno en un suelo homogéneo, ya que existirá siempre una capacidad de infiltración inicial que se irá reduciendo paulatinamente hasta que el suelo se satura y se llega a una capacidad de infiltración mínima. El problema, además de la no homogeneidad del suelo, está en saber cuál es la capacidad inicial y con que rapidez disminuye. Lo primero depende de la lluvia antecedente y lo segundo de la relación entre la intensidad de la lluvia y la propia capacidad de infiltración.

Está claro, sin embargo, que conforme más llueva mayor será el volumen infiltrado y, al mismo tiempo, mayor será también la proporción de lo que escurra (es decir el coeficiente de escurrimiento). Si se toma un valor cualquiera de la curva n de la ecuación (2.12) se puede observar que esas dos condiciones se cumplen con ese modelo.

2.2. Relación Lluvia-Escorrimento

En la práctica, cuando se requiere estimar gastos de diseño para las corrientes, es frecuente que los registros disponibles de escurrimento no tengan la cantidad y calidad suficiente para la aplicación de modelos matemáticos, o simplemente, que el lugar de estudio no cuente con registros de escurrimento. Esto ocurre por que en general la instalación, mantenimiento y operación de estaciones hidrométricas requiere de personal con cierta capacitación, y demanda inversiones importantes de dinero. Adicionalmente en la operación de las mismas comúnmente se presentan daños y eventos en los que no es posible acometer el aforo, por lo que los registros son intermitentes, y en algunos casos no cuentan con los registros de mayor magnitud.

En contraposición a los registros de escurrimento, los registros de precipitación son generalmente más abundantes y de menor incertidumbre en la medición, puesto que el dispositivo comúnmente empleado para medir la precipitación (pluviómetro) es de bajo costo y de fácil manipulación.

Tomando en cuenta estas consideraciones y el hecho de que el comportamiento de la precipitación no se ve significativamente afectado por cambios en la cuenca, como si sucede con los escurrimentos, deben considerarse métodos que permitan determinar el escurrimento en una cuenca a partir de las características de la misma y de la precipitación.

La complejidad de este análisis de la relación lluvia escurrimento varía según las consideraciones y suposiciones de las que se parta, y de la calidad y cantidad de la información con que se cuente, además, la aplicación de estos métodos está sujeta al grado de precisión que se requiere.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimento son los siguientes:

- Área de la cuenca
- Altura total de precipitación.
- Características fisiográficas de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, orden, etc).
- Distribución de la lluvia en el tiempo.
- Distribución espacial de la lluvia y de las características de la cuenca.

Estos parámetros determinan la complejidad de los diversos métodos. Los métodos que consideran los primeros cuatro parámetros o parte de ellos se denominan de parámetros concentrados o agregados, y los métodos que consideran el último de los parámetros se denominan de parámetros distribuidos y en general, son métodos más precisos que los de parámetros concentrados.

2.2.1. Métodos de Relación Lluvia Escurrimiento

Uno de los primeros métodos que surgieron son los denominados métodos de envolventes, en los que realmente no se analiza la relación entre la lluvia y el escurrimiento, y tan sólo toman en cuenta el área de la cuenca (ecuación 2.37).

$$Q = \alpha A_c^\beta \quad (2.37)$$

Estos métodos, como su nombre lo indica, consisten en trazar una curva que envuelva todos los puntos de mediciones en diferentes cuencas ubicados en un gráfico de áreas contra sus respectivos gastos. Esta curva se determina a partir de un coeficiente existente en las diversas expresiones existentes, como es el coeficiente C_C en la expresión de Creager o el coeficiente C_L en la expresión de Lowry (Aparicio, 1987).

2.2.1.1. Fórmula Racional

Esta expresión es una de las más antiguas y una de las más ampliamente usadas, gracias a su estructura relativamente simple y a que en el campo de la hidrología urbana es usada de manera extensiva en el diseño de drenajes, ya que su aplicación es bastante acertada para cuencas de un orden de magnitud de 100km^2 , rango en el que generalmente se encuentran muchas de las cuencas en dichos estudios.

Esta expresión relaciona además del área de la cuenca, la intensidad de la precipitación y algunas características asociadas a la cuenca como son su cobertura vegetal, uso del suelo, entre otros, que están enmarcados dentro del coeficiente de escurrimiento, y representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.

$$Q_p = 0.278C \cdot i_d^T \cdot A_c \quad (2.38)$$

Donde:

Q_p Gasto de pico (m^3/s)

C Coeficiente de escurrimiento (adimensional).

i_d^T Intensidad de la precipitación para un periodo de retorno T y una cierta duración d , en mm/h , igual al tiempo de concentración.

A_c Área de la cuenca en km^2 .

La duración asociada a la intensidad de la precipitación esta dada por el tiempo de concentración t_c , tiempo en el que teóricamente se considera que la precipitación excedente en toda la cuenca aporta al escurrimiento a su salida, produciéndose el gasto máximo a la salida de la misma. Si se toma una duración mayor a la del tiempo de concentración ocasionará una atenuación en la intensidad y en consecuencia el evento estimado no será el más adverso.

Esta expresión permite estimar el gasto máximo asociado a una precipitación de intensidad i sobre una cuenca de área A_c y con un coeficiente de escurrimiento C , cuyos valores están comprendidos entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra; sin embargo se toman valores de C representativos de acuerdo con algunos parámetros de la cuenca, que vienen dados por tablas (Aparicio, 1987), los cuales generalmente son conservadores para que puedan ser usados para el diseño.

Aunque la fórmula racional es vista en general como de fácil aplicación, la realidad es que si se quieren obtener buenas estimaciones requiere de un esfuerzo considerable, pues el modo en que usualmente se aplica, hace consideraciones muy generales que no reflejan lo que ocurre realmente en el proceso y la falta de discretización genera gran incertidumbre.

Las principales falencias o debilidades en las que comúnmente se incurre al momento de usar esta expresión son las siguientes:

El hecho de calcular el coeficiente de escurrimiento a partir de tablas infiere una alta incertidumbre en la estimación del gasto, en primer lugar porque los valores recomendados vienen dados solo por un criterio, que es el tipo y uso de suelo, sin considerar que en una misma cuenca el tipo de suelo varia significativamente, al igual que su uso. Un segundo motivo es la escasa discretización y amplios márgenes de valores de cada característica, lo que genera una alta incertidumbre en la caracterización de este coeficiente. Por último, las tablas de valores del coeficiente de escurrimiento no consideran que la capacidad de infiltración varía con el tiempo.

En cuanto a la intensidad de precipitación, comúnmente se obtiene de mapas o tablas de intensidades por regiones, pero se omite que la intensidad no es un valor estático, que es una estimación que varía de tormenta a tormenta, debido a que la intensidad es una variable meteorológica aleatoria asociada a un periodo de retorno y a una duración particular, y más aún que las estimaciones de precipitación se pueden ver modificadas por la ocurrencia de eventos extraordinarios que alterarían sus valores.

Para tener en cuenta estas consideraciones, es recomendable determinar el coeficiente de escurrimiento no a través de tablas, sino aplicando algunos de los métodos vistos en el apartado de infiltración. Dependiendo del grado de certeza que se requiera en la estimación, se considera la variación de la infiltración en el tiempo y la complejidad de las características del suelo.

Para la estimación de la intensidad, lo más conveniente es realizar un análisis de frecuencia que considere un número importante de funciones de distribución y de métodos para la estimación de parámetros, de modo que en el ajuste resultante se reduzca considerablemente la incertidumbre, y puedan determinarse la intensidad para un periodo de retorno determinado y para diversas duraciones de la intensidad.

Otra característica en la que también hay incertidumbre es en la estimación del tiempo de concentración, pues para su estimación existen una gran variedad de expresiones empíricas, en las que el valor del tiempo de concentración puede variar considerablemente de una expresión a otra.

El acatamiento u omisión de estas consideraciones está sujeto al grado de precisión que el estudio requiere y a la calidad y cantidad de información de la que se disponga.

Una deficiencia que presenta esta expresión es que considera que la intensidad es constante durante el tiempo que dura la tormenta.

2.2.1.2. Método del Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario asociado a una duración d , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva de lámina unitaria (1 mm) distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo d_e .

Este método está basado en las siguientes hipótesis:

- Tiempo base constante: la duración del escurrimiento efectivo (tiempo base del hidrograma de este escurrimiento) es igual para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está asociado a una duración de la lluvia en exceso.
- Linealidad o proporcionalidad: las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.
- Superposición de causas y efectos: el hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes.

Para que estas hipótesis se cumplan de manera aproximada, se necesita que se cumplan tres condiciones básicas:

- Que la relación caracterizada por el hidrograma unitario se establezca para lluvia efectiva y escurrimiento directo.
- Que la lluvia efectiva esté distribuida uniformemente en la superficie de la cuenca.
- Que la lluvia efectiva esté distribuida uniformemente en toda su duración.

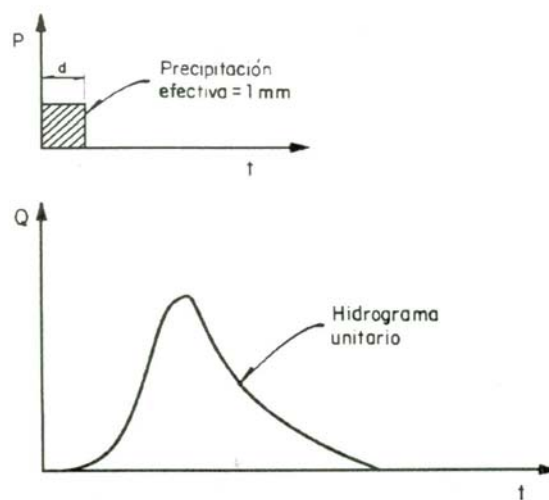


Figura 2.3. Hidrograma Unitario

Éste es el concepto fundamental de hidrograma unitario, y aunque en el no se tienen en cuenta factores fundamentales en la relación lluvia escurrimiento, como la variación espacial y temporal de la precipitación, constituye la base del análisis lluvia escurrimiento y a partir de él se han desarrollado, desde métodos sencillos con resultados satisfactorios, hasta métodos más desarrollados, con un fundamento teórico basado en las leyes de la probabilidad como es el método del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico, tema de estudio fundamental en el presente trabajo.

Como se mostró, a partir del hidrograma unitario tradicional es posible determinar el hidrograma de respuesta de cualquier tormenta de duración en exceso d_e o cualquier múltiplo, pero no para cualquier duración d_e' que no lo sea.

El método denominado curva S estima el hidrograma de respuesta para cualquier duración d_e' , y se basa en la superposición de causas y efectos, es decir, parte de que una secuencia de lluvias produce un hidrograma igual a la suma de los hidrogramas que produciría cada lluvia en particular.

El hidrograma S derivado de esta manera debería ser una curva suave, debido a que se supone que el exceso de precipitación de entrada tiene una tasa constante y continua. Sin embargo, el proceso de superposición (suma), producirá una forma ondulatoria, si existen errores en las abstracciones de lluvia o en la separación de flujo base, o si la duración real del exceso de lluvia no es la duración deducida para el hidrograma unitario.

Aunque este último método permite estimar el escurrimiento para cualquier duración de tormenta, tampoco considera la fluctuación temporal de la precipitación, es decir la variación de la intensidad durante la tormenta. Para superar esta limitación se han desarrollado métodos que, apoyados en los principios del hidrograma unitario, permiten que, si se dispone de información confiable de las variaciones de la intensidad de la lluvia en el tiempo, estas variaciones sean tomadas en cuenta.

El método del hidrograma unitario instantáneo, permite tomar en cuenta la variación de la lluvia en el tiempo para intervalos de duración tan pequeños como se quiera.

2.2.1.3. Hidrograma Unitario Instantáneo

Si el exceso de lluvia es una cantidad unitaria y su duración es infinitesimal, el hidrograma resultante es una función impulso respuesta que se denomina el hidrograma unitario instantáneo (HUI). Este es solamente un concepto teórico el cual no puede utilizarse en cuencas reales, pero es útil por que el HUI caracteriza la respuesta de la cuenca a precipitaciones sin importar la duración de la misma, considerando la geomorfología de la cuenca (Chow, 1994).

Puesto que la relación lluvia escurrimiento es una relación continua de impulso respuesta, el escurrimiento directo puede expresarse empleando la integral de convolución.

$$Q(t) = \int_0^t I(\tau)u(t - \tau)d\tau \quad (2.39)$$

Si $I(\tau)$ es la intensidad de la precipitación en milímetros por hora, $d\tau$ es un intervalo de tiempo infinitesimal medido en horas, entonces $I(\tau)d\tau$ es la lámina de precipitación en milímetros que entra al sistema durante este intervalo. La escorrentía directa que ocurre en el tiempo posterior $t - \tau$ como resultado de esta entrada es $I(\tau) * u(t - \tau) * d\tau$, que al ser integrada se obtiene la respuesta total del sistema debida a la entrada $I(\tau)$.

Si las cantidades $I(\tau)$ y $Q(t)$ tienen las mismas dimensiones, las ordenadas del HUI deben tener dimensiones de $[T^{-1}]$. En esta expresión la función de respuesta del sistema $u(t - \tau)$ corresponde al hidrograma unitario instantáneo y de este modo se deducen las siguientes propiedades.

Sea $u(t - \tau) = u(k)$, entonces:

$$\begin{aligned} 0 \leq u(k) \leq \text{valor pico positivo} & \quad \text{para } k > 0 \\ u(k) = 0 & \quad \text{para } k \leq 0 \\ u(k) \rightarrow 0 & \quad \text{cuando } k \rightarrow \infty \end{aligned} \quad (2.40)$$

$$\int_0^{\infty} u(k)dk = 1 \quad \text{y} \quad \int_0^{\infty} u(k)kdk = t_k \quad (2.41)$$

La cantidad t_k es el tiempo de retardo del hidrograma unitario instantáneo y es el intervalo de tiempo entre el centroide del hietograma de exceso de lluvia y el centroide del hidrograma de escorrentía directa. La forma ideal de un HUI es la de un hidrograma con un único pico de escorrentía directa; sin embargo, puede tener ordenadas negativas y varios picos.

En forma discreta, la ecuación 2.39 para intervalos de duración T es:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^N U(T, i)_{t-i+1} P_j \quad (2.42)$$

Donde Q(t) es la t-ésima ordenada del hidrograma, P(j) es la j-ésima lluvia efectiva del hidrograma de duración Δt constante y tan pequeña como se quiera o la información lo permita, y U(T,i) la i-ésima ordenada del hidrograma unitario.

De los métodos presentados, este es el más conveniente para el cálculo del hidrograma unitario por ser el que considera un mayor número de variables que intervienen en el proceso; sin embargo, para su aplicación se requiere de información de pluviógrafos, y debido a que en la realidad este tipo de información es muy limitada y en general se dispone de información de pluviómetros, es un método que en pocas ocasiones puede aplicarse, siendo necesario el empleo del hidrograma unitario tradicional en la mayoría de los casos.

Todos estos métodos requieren de registros simultáneos, es decir, tener al menos un hidrograma registrado a la salida de la cuenca como respuesta a una tormenta, pero en muchas cuencas no existe una estación hidrométrica, o bien no se cuenta con registros pluviográficos necesarios. Por eso es necesario contar con métodos que permitan obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca, los hidrogramas así obtenidos se denominan hidrogramas sintéticos.

2.2.1.4. Hidrograma Unitario Sintético

Los modelos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

- Aquellos que relacionan las características del hidrograma con las características de la cuenca (Zinder, 1938; Gray, 1961; Mockus, 1957).
- Aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales (Soil Conservation Service, 1972).
- Aquellos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca (Clark, 1943).

A continuación se describe el hidrograma unitario sintético más usado para cada uno de los tres tipos enunciados.

2.2.1.4.1. Hidrograma Unitario Triangular

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (Mockus, 1957).

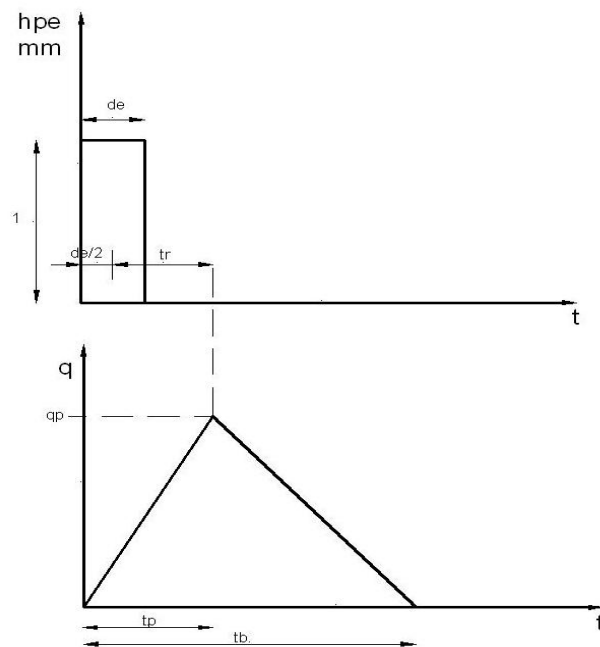


Figura 2.4. Hidrograma Unitario Triangular.

De la geometría del hidrograma unitario triangular (figura 2.4) se obtiene el gasto de pico Q_p del HUT como:

$$Q_p = 0.555 \frac{A}{t_b} \quad (2.43)$$

Donde:

- Q_p Gasto de pico en $m^3/s/mm$
- A Área de la cuenca en km^2 .
- t_p Tiempo de pico en horas.

El valor de 0.555 es un factor de ajuste de unidades, debido a que las unidades del área de la cuenca y del tiempo base son diferentes a las del gasto de pico.

Del análisis de varios hidrogramas, el autor estima que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p \quad (2.44)$$

Y el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (2.45)$$

Donde d_e es la duración en exceso, la cual puede seleccionarse de acuerdo con la información disponible de lluvia, y t_r es el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración como:

$$t_r = 0.6t_c \quad (2.46)$$

Una manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la fórmula de Kirpich que involucra la longitud y la pendiente del cauce principal.

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (2.47)$$

Donde:

- t_c Tiempo de concentración, en horas.
- L Longitud del cauce principal, en metros.
- S pendiente del cauce principal (adimensional).

La validez de esta expresión recae en la correcta estimación de la pendiente del cauce, la cual ha sido definida de diversas formas por varios autores. Una de las más recomendadas es la de Taylor-Schwarz, debido a que la pendiente calculada con este criterio tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce. La ecuación correspondiente es:

$$S = \left[\frac{L}{L_1 / \sqrt{S_1} + L_2 / \sqrt{S_2} + \dots + L_m / \sqrt{S_m}} \right]^2 \quad (2.48)$$

Donde:

- m Número de tramos de pendiente uniforme sobre el cauce principal.
- L_i Longitud del tramo i de pendiente uniforme en metros.
- S_i Pendiente del tramo i (adimensional).

De este modo, sustituyendo la expresión 2.44 en la 2.43 se tiene:

$$Q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (2.49)$$

2.2.1.4.2. Hidrograma Unitario Adimensional

El hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service (figura 2.5) permite definir con mayor detalle la forma del hidrograma, en el caso que se requiera definir detalladamente la curva de recesión del hidrograma. Para aplicar el método se necesita calcular el gasto y tiempo de pico con las expresiones 2.50 y 2.45 respectivamente.

$$q_u = \frac{A}{4.878 t_p} \quad (2.50)$$

Donde:

- q_u Gasto de pico, en m^3/s .
- A Área de la cuenca, en km^2 .
- t_p Tiempo de pico en horas.

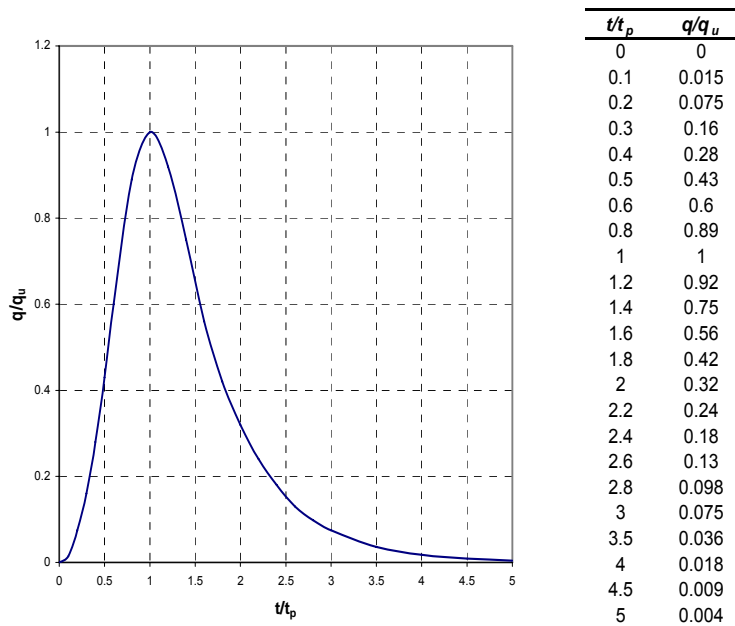


Figura 2.5. Hidrograma Unitario Adimensional.

Conocidos el gasto de pico q_p y el tiempo de pico t_p , el hidrograma se obtiene de la figura 2.5 de la siguiente manera:

Con el apoyo de la tabla que define los pares ordenados de la figura 2.5, para cada relación t/t_p se obtiene la relación q/q_p y se halla el valor de q , puesto que q_p es conocido; análogamente, se obtiene el valor de t , puesto que t_p es conocido. Este procedimiento se aplica tantas veces como sea necesario para que el hidrograma quede bien definido.

El hidrograma adimensional del que se parte para determinar cualquier otro hidrograma unitario (figura 2.5) fue obtenido a través de varios hidrogramas registrados en un gran número de cuencas.

2.2.1.4.3. Hidrograma Unitario de Clark. Método de Isócronas

En 1945 Clark propuso un método para desarrollar un hidrograma unitario sintético para modelar la respuesta de la lluvia en una cuenca. Su técnica se basó en dos componentes: un hidrograma de transferencia y un tránsito en un almacenamiento lineal.

Este tipo de hidrograma unitario se puede interpretar como el resultado de la combinación de un proceso de traslación pura, seguido por otro de tránsito en un almacenamiento lineal. De acuerdo con este esquema, el tiempo de viaje real de una partícula de agua es el tiempo dado por el diagrama tiempo-área, más el tiempo de retención del embalse lineal (Vélez, 2001).

El hidrograma unitario de Clark, tiene en cuenta el tránsito a través de la cuenca utilizando las curvas isócronas. Las curvas isócronas son curvas que unen los puntos de la cuenca que tienen igual tiempo de desagüe (figura 2.6). Para construir el hidrograma unitario, a partir de las curvas isócronas trazadas cada cierto intervalo de tiempo Δt (por ejemplo una hora) se dibuja un histograma área-tiempo (figura 2.6). Si se aplica una lluvia efectiva instantánea de 1mm uniforme en toda la cuenca durante un intervalo $d_e = \Delta t$, el histograma área-tiempo, multiplicado por 1mm dará el volumen que es desaguado por la cuenca al final de cada intervalo de tiempo para el cual está definido el histograma y éste será el hidrograma unitario de la cuenca, para la duración $d_e = \Delta t$.

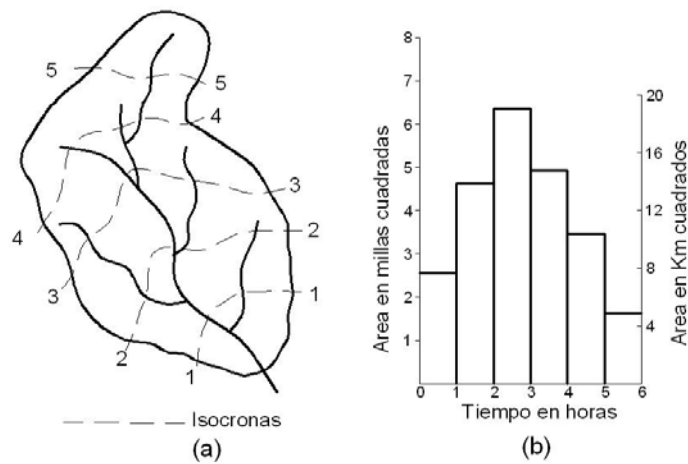


Figura 2.6. Ejemplo Curvas Isócronas para una Cuenca y de un Histograma Tiempo-Área

Si el área se expresa en km^2 y Δt en h, la transformación de las áreas del histograma en gastos se escribe como:

$$q = \frac{1}{3.6} \frac{A}{\Delta t} \quad (2.51)$$

Donde q es el gasto en $[\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}]$ y Δt es el intervalo de tiempo en función del cual está definido el histograma área-tiempo. El hidrograma unitario obtenido es el correspondiente a una duración igual al intervalo con que es definido el histograma área-tiempo.

Clark propone que este hidrograma sea transitado por un almacenamiento, para simular las retenciones que se producen en la cuenca y atenúan los picos.

Este método requiere de la estimación de tres parámetros para la determinación del hidrograma de la cuenca: el tiempo de concentración t_c , un coeficiente de atenuación por almacenamiento K y el histograma tiempo-área.

El tiempo de concentración es una medida de retraso puro, sin tomar en cuenta el efecto del almacenamiento y puede determinarse empleando la expresión de Kirpich (ecuación 2.47).

El coeficiente de atenuación por almacenamiento K es el segundo parámetro de este método y es una medida de retraso provocado por el efecto del almacenamiento natural. El coeficiente K puede ser estimado a partir de un hidrograma observado: representa la razón entre el volumen bajo el hidrograma después del segundo punto de inflexión (curva de recesión) y el valor del gasto en este punto (HEC, 1982) (figura 2.7). La ecuación con la cual se estima este coeficiente es.

$$K = \frac{\int_{PI}^{\infty} Q(t) dt}{Q_{PI}} \quad (2.52)$$

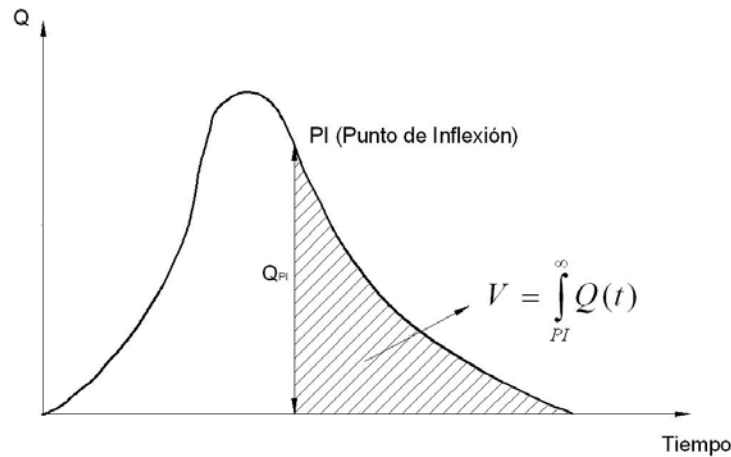


Figura 2.7. Cálculo del Coeficiente de Atenuación por Almacenamiento.

De forma práctica, se puede calcular como:

$$K = 0.6t_c \quad (2.53)$$

Donde K es el coeficiente de almacenamiento y t_c es el tiempo de concentración, ambos expresados en horas.

El tercer parámetro, el histograma tiempo-área, representa el área de la cuenca que contribuye al escurrimiento en la salida de la cuenca en un tiempo dado. Esta área se obtiene al construir el mapa de isócronas mediante la determinación de la distancia de viaje desde cada punto hasta la salida de la cuenca, que se obtiene trazando la dirección del flujo desde cada punto hasta la salida de la cuenca.

La simulación de la variación de un hidrograma al recorrer un cauce se conoce como tránsito de avenidas en cauces, y los métodos existentes para esta simulación se pueden dividir en dos tipos: hidráulicos e hidrológicos.

Los sistemas hidrológicos, también llamados agregados, estiman el flujo como una función del tiempo únicamente en un lugar particular, mientras que los sistemas hidráulicos, también llamados distribuidos, estiman el flujo como una función del espacio y del tiempo.

Los métodos hidrológicos usan simplificaciones del modelo real, facilitando la simulación del tránsito de avenidas y llegando a soluciones más simples, pero menos aproximadas que las que se logran con los métodos hidráulicos; sin embargo son estos los métodos más ampliamente usados. A continuación se presenta el método hidrológico de Muskingum, considerando además el retraso por almacenamiento K .

Método de Muskingum

Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma (figura 2.8) durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático.

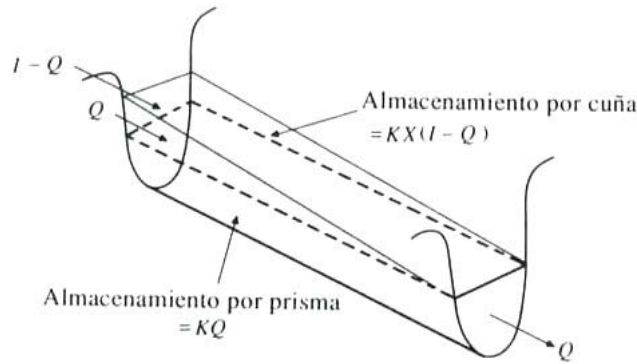


Figura 2.8. Almacenamiento por Cuña y por Prisma en un Tramo de un Canal

Según la geometría del tramo de cauce, el volumen de almacenamiento por prisma es igual a KQ donde K es una constante llamada parámetro de almacenamiento, y el volumen de almacenamiento por cuña es igual a $KX(I-O)$, donde X es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo y sus valores están comprendidos entre 0 y 0.5. El almacenamiento total es por consiguiente la suma total de los dos componentes.

$$S = KO + KX(I - O) = K[XI + (1 - X)O] \quad (2.54)$$

Donde:

- S Almacenamiento en el tramo considerado.
- I Caudal de entrada en el tramo.
- O Caudal de salida en el tramo.
- X Factor de ponderación (constante).
- K Parámetro de almacenamiento en unidades de tiempo (constante).

Esta es la función de almacenamiento para el método de Muskingum, y representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes.

El valor de X depende de la forma de la cuña y varía desde 0 para un almacenamiento tipo embalse hasta 0.5 para una cuña completamente desarrollada. En corrientes naturales, X se encuentra entre 0 y 0.3 con un valor medio cercano a 0.2 (Chow, 1994). No se necesita una gran precisión para la determinación de X debido a que los resultados del método son relativamente insensibles al valor de este parámetro. El parámetro K es el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo de canal.

Los valores de almacenamiento en el tiempo j y $j+1$ pueden escribirse, respectivamente como

$$S_j = K[XI_j + (1-X)O_j] \quad (2.55)$$

$$S_{j+1} = K[XI_{j+1} + (1-X)O_{j+1}] \quad (2.56)$$

Y el cambio en el almacenamiento durante un intervalo de tiempo Δt es:

$$S_{j+1} - S_j = K\{[XI_{j+1} + (1-X)O_{j+1}] - [XI_j + (1-X)O_j]\} \quad (2.57)$$

Por otra parte, el cambio en el almacenamiento puede expresarse utilizando la ecuación de continuidad en forma discreta:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{(I_j + I_{j+1})}{2} \Delta t - \frac{(O_j - O_{j+1})}{2} \Delta t \quad (2.58)$$

Combinando las ecuaciones 2.57 y 2.58, se tiene

$$O_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 O_j \quad (2.59)$$

Que es la ecuación del tránsito para el método de Muskingum, donde

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.60)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.61)$$

$$C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad (2.62)$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \quad (2.63)$$

A partir de la expresión de Muskingum (2.59) se hace el tránsito del hidrograma unitario calculado por el método de las isócronas y se obtiene así el hidrograma unitario propuesto por Clark.

Por último, se presenta el concepto del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico, el cual relaciona la respuesta de una cuenca a un determinado impulso a partir de las características fisiográficas, particularmente su red de drenaje.

2.3. Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)

El hidrograma unitario instantáneo geomorfológico fue creado por Rodríguez-Iturbe y Valdez (Rodríguez et al, 1979) y desde entonces se ha trabajado en el mejoramiento de este principio, fundamentalmente en su aplicación en modelos distribuidos.

En el presente capítulo se expone el fundamento teórico del hidrograma geomorfológico y se describe el proceso de elaboración del mismo y en el capítulo siguiente se presenta un caso de aplicación. Para describir el hidrograma geomorfológico es necesario presentar algunas características fisiográficas que no han sido presentadas y que constituyen la base del mismo.

2.3.1. Características Fisiográficas de una Cuenca

2.3.1.1. Red de Drenaje

Dentro de las características más importantes en una cuenca está el arreglo de los cauces naturales, ya que de éste depende la eficiencia del sistema para drenar el escurrimiento.

Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje. A continuación se describen estas características, como también, las leyes establecidas por Horton y Schumm a partir de estas, llamadas generalmente como leyes de Horton.

2.3.1.2. Orden de la Red de Drenaje

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El sistema de ordenamiento de ríos de Horton (1945), levemente modificada por Strahler (1964), se describe de la siguiente manera:

Los canales reconocibles más pequeños, en los que se inicia el drenaje y que comúnmente fluyen solo durante tiempo húmedo se designan de orden 1; cuando dos canales de orden 1 se unen, resulta un canal de orden 2 hacia aguas abajo; en general, cuando dos canales de orden ω se unen, resulta un canal de orden $\omega+1$. Cuando una canal de orden bajo se une con un canal de orden mayor, el canal resultante hacia aguas abajo conserva el mayor de los dos ordenes. El orden de la cuenca de drenaje (Ω) es el mismo del río a su salida, el mayor orden en la cuenca. La figura 2.9 muestra la red de drenaje hipotética de un río, que fue utilizada por Stahler para dar a conocer su sistema de ordenación de corrientes.

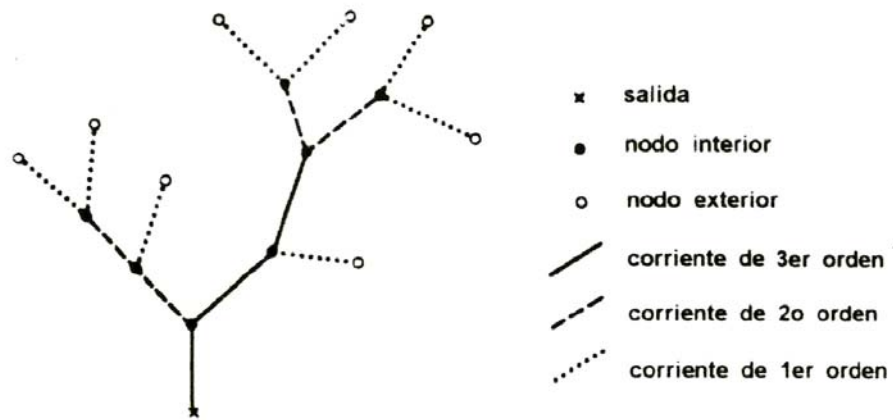


Figura 2.9. Sistema de Ordenación de Corrientes de Stahler.

2.3.1.3. Longitud de Tributarios y del cauce principal (L)

La longitud de los tributarios es un indicador de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las zonas escarpadas y bien drenadas, usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en las regiones planas donde los suelos son permeables se tienen tributarios largos que generalmente son corrientes perennes.

La longitud del cauce principal es la distancia que recorre la corriente de mayor orden desde su inicio hasta el sitio de interés.

2.3.1.4. Leyes de Horton

Usando el sistema de ordenación de Strahler, Horton sugirió varias leyes empíricas, las cuales han sido confirmadas en muchas ocasiones.

A continuación se presentan las expresiones de las leyes de Horton.

Ley de números de corrientes:

Horton encontró empíricamente que la *relación de bifurcación* R_B , o relación del número $N_{\omega-1}$ de corrientes de orden $\omega-1$ y el número N_ω de corrientes de orden ω , es relativamente constante de un orden a otro.

$$R_B = \frac{N_{\omega-1}}{N_\omega} \quad (2.64)$$

Se debe notar que para determinar el número de corrientes de cada orden y su longitud, se debe considerar que una corriente de orden mayor a uno, termina hasta encontrar una corriente igual o de mayor orden.

Ley de Longitudes de Corrientes:

El promedio de la longitud de los ríos de cada orden, L_ω , puede calcularse midiendo cada una de las longitudes de las corrientes. Horton propuso la ley de longitudes de corriente en la cual las longitudes promedio de corrientes de órdenes sucesivos están relacionadas por medio de la relación de longitud R_L :

$$R_L = \frac{\bar{L}_\omega}{\bar{L}_{\omega-1}} \quad (2.65)$$

Donde el promedio de las longitudes de corrientes para cada orden ω esta dado por:

$$\bar{L}_\omega = \frac{1}{N_\omega} \sum_{i=1}^{N_\omega} L_{\omega_i} \quad (2.66)$$

Ley de Áreas de Corrientes:

Utilizando un raciocinio similar, Schumm (1956) propuso la ley de áreas de ríos para relacionar las áreas promedio A_ω que se drenan por corrientes de órdenes sucesivos.

$$R_A = \frac{\bar{A}_\omega}{\bar{A}_{\omega-1}} \quad (2.67)$$

El promedio de las áreas de las corrientes de cada orden esta dado por:

$$\bar{A}_\omega = \frac{1}{N_\omega} \sum_{i=1}^{N_\omega} A_{\omega_i} \quad (2.68)$$

Donde A_{ω_i} es el área que contribuye al escurrimiento de una corriente de orden ω y no solamente el área de la región superficial que drena directamente a la corriente de orden ω

Ley de pendientes de corrientes:

El grado de pendiente R_S se define como

$$R_S = \frac{\bar{S}_{\omega-1}}{\bar{S}_\omega} \quad (2.69)$$

Donde \bar{S}_ω es la pendiente promedio de una corriente de orden ω . las corrientes de mayor orden tienen pendientes más suaves que las corrientes de menor orden.

Estas relaciones se calculan dibujando en una gráfica los valores de N_ω , L_ω y A_ω en una escala logarítmica contra el orden de corriente en una escala lineal. Las relaciones R_B , R_L y R_A se calculan utilizando las pendientes de las líneas en estas gráficas. La gráfica de los valores de N_ω produce aproximadamente una línea recta con pendiente negativa, y la magnitud de esta pendiente es el valor de R_B .

El valor teórico mínimo para la relación de bifurcación es 2, y los valores se localizan típicamente entre 3 y 5. Los valores de R_L en cuencas naturales se encuentran en el rango 1.5 – 3, y los de R_A entre 3 y 6.

Densidad de drenaje

Horton definió la densidad de drenaje como:

$$D = \frac{L_T}{A_\Omega} = \sum_{\omega=1}^{\Omega} \sum_{i=1}^{N_\omega} \frac{L_{\omega_i}}{A_\Omega} = \sum_{\omega=1}^{\Omega} \frac{N_\omega L_\omega}{A_\Omega} \quad (2.70)$$

L_T es la longitud total de las corrientes dentro de una cuenca de área A_Ω , de orden Ω . Horton relacionó la densidad de drenaje con sus números, así:

$$D = \frac{\bar{L}_1 R_B^{\Omega-1}}{A_\Omega} \frac{R_{LB}^\Omega - 1}{R_{LB} - 1} \quad (2.71)$$

Donde:

$$R_{LB} = \frac{R_L}{R_B} \quad (2.72)$$

\bar{L}_1 Es la longitud media de las corrientes de primer orden.

La densidad de drenaje tiene unidades de longitud (L^{-1}) y por tanto es una cantidad dependiente del nivel de resolución del mapa desde el cual las longitudes son medidas.

Frecuencia de corrientes

La frecuencia de corrientes se define como el número de segmentos de corrientes por unidad de área.

$$F = \frac{\sum_{\omega=1}^{\Omega} N_{\omega}}{A_{\Omega}} \quad (2.73)$$

N_{ω} es el número de corrientes de orden ω y A_{Ω} el área total de la cuenca. Del mismo modo que la densidad de drenaje, la frecuencia de corrientes es una cantidad dependiente del nivel de resolución. Aunque la frecuencia de corrientes y la densidad de drenaje tienen diferentes medidas, Melton (1958) define una buena relación entre ambas.

$$F = 0.694D^2 \quad (2.74)$$

La justificación es que la razón adimensional f/D^2 se aproxima a una constante de valor 0.694 independiente de la escala. Puesto que la frecuencia de corrientes y la densidad de drenaje pueden ser expresadas como funciones de los números de Horton, la ecuación 2.74 indica que las tres cantidades R_B , R_L y R_A son descriptores relacionados.

2.3.2. Definición del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (HUIG)

Este concepto nace de diversos estudios enfocados a relacionar las características del hidrograma de respuesta de una cuenca con ciertas características fisiográficas de la misma, como son los parámetros que se deducen de la ley de corrientes de Horton- Strahler.

El hidrograma unitario instantáneo Geomorfológico (HUIG) fue desarrollado inicialmente por Rodríguez-Iturbe y Valdez, y desde su concepción la investigación y el conocimiento en el campo de la hidrogeomorfología a crecido significativamente. Este concepto fue apoyado por Gupta (1980), el cual demostró que el HUIG de una cuenca es igual a la función de densidad de probabilidad del tiempo de viaje T_B a la salida de la misma de una gota de agua que cae dentro de ella aleatoriamente con distribución espacialmente uniforme.

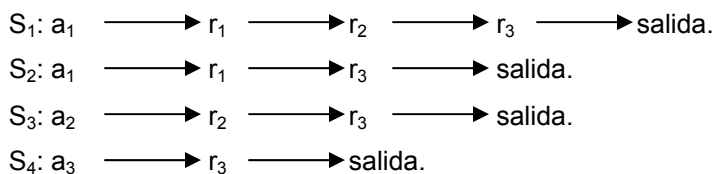
El análisis de Rodríguez-Iturbe y Valdez se concentró en el viaje de una gota de agua a través de una cuenca. El viaje de la gota a través de la cuenca va teniendo transiciones, de la corriente de orden más bajo a las de orden más alto. Una transición se define como un cambio de estado, donde el estado ω es el orden de la corriente donde la gota está viajando.

El viaje de una gota esta gobernado por las reglas siguientes:

1. para una gota que cae en una ladera, su estado correspondiente es a_ω , donde ω es el orden de la corriente asociada.
2. del estado a_ω necesariamente se pasa al estado r_ω correspondiente.
3. de un estado r_ω se puede pasar a cualquier estado r_j , si $j > \omega$.
4. necesariamente se pasa por r_Ω y de ahí, con probabilidad de 1 al estado $\Omega+1$ que es la salida de la cuenca.

Este conjunto de reglas define un conjunto finito de trayectorias que puede seguir una gota hasta alcanzar la salida de la cuenca.

Así, por ejemplo, para una cuenca de orden 3, las trayectorias posibles son:



Con estas condiciones la función de probabilidades del tiempo de escurrimiento de una gota hasta la salida de la cuenca, esta dada por:

$$P(T_B \leq t) = \sum_{S_i \in S} P(T_{S_i} \leq t) P(S_i) \quad (2.75)$$

Donde

T_B Tiempo de viaje a la salida de la cuenca.

T_{S_i} Tiempo de viaje en una trayectoria particular S_i .

$P(S_i)$ Probabilidad de que una gota tome una trayectoria S_i .

S Conjunto de todas las trayectorias posibles que una gota puede tomar después de caer en la cuenca.

2.3.2.1. Estimación de la Función de Distribución de Probabilidad de los Tiempos de Viaje

El tiempo de viaje T_{S_i} en una trayectoria en particular es igual a la suma de los tiempos de viaje en los elementos de esa trayectoria. Así, para las trayectorias de una cuenca de orden 2, se tendrán dos trayectorias posibles.

$S_1: a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_2 \longrightarrow$ salida; por lo que el tiempo de viaje será:

$$T_{S_1} = T_{a_1} + T_{r_1} + T_{r_2} \quad (2.76)$$

$S_2: a_2 \longrightarrow r_2 \longrightarrow$ salida: con tiempo de viaje:

$$T_{S_2} = T_{a_2} + T_{r_2} \quad (2.77)$$

Puesto que las propiedades de las laderas y corrientes, aún las del mismo orden son muy diversas, los tiempos de viaje son tomados como variables aleatorias con funciones de densidad de probabilidad $f_{T_{a_i}}(t)$ y $f_{T_{r_i}}(t)$, respectivamente.

La función de densidad del tiempo de viaje total en una trayectoria T_s estará dada por la convolución de las funciones de densidad de cada tramo de la trayectoria, esto es:

$$f_{T_s}(t) = f_{T_{a_i}}(t) * f_{T_{r_1}}(t) * \dots * f_{T_{r_n}}(t) \quad (2.78)$$

Donde * indica convolución

A modo ilustrativo, considérense las trayectorias S_1 y S_2 , cuyas funciones de densidad de probabilidad para cada trayectoria son respectivamente:

$$f_{T_{S_1}}(t) = f_{T_{a_1}}(t) * f_{T_{\eta}}(t) * f_{T_{r_2}}(t) \quad (2.79)$$

y

$$f_{T_{S_2}}(t) = f_{T_{a_2}}(t) * f_{T_{r_2}}(t) \quad (2.80)$$

Desarrollando las convoluciones se obtiene:

$$f_{T_{S_1}}(t) = \int_0^t \int_0^{t-t''} f_{T_{a_1}}(t') \cdot f_{T_{\eta}}(t''-t') dt' \cdot f_{T_{r_2}}(t-t'') dt'' \quad (2.81)$$

y

$$f_{T_{S_2}}(t) = \int_0^t f_{T_{a_2}}(t') \cdot f_{T_{r_2}}(t-t') dt' \quad (2.82)$$

La función de distribución de probabilidad del tiempo de escurrimiento de una gota en cualquier trayectoria S_i esta dada por:

$$P[T_{S_i} \leq t] = \int_0^t f_{T_{S_i}}(t) dt \quad (2.83)$$

Para una cuenca de segundo orden, la función de distribución de probabilidad de los tiempos de escurrimiento será:

$$P(T_B \leq t) = P(T_{S_1} \leq t) \cdot P(S_1) + P(T_{S_2} \leq t) \cdot P(S_2) \quad (2.84)$$

Donde las probabilidades de los tiempos de escurrimiento para cada una de las trayectorias posibles están dadas por las ecuaciones 2.81, 2.82 y 2.83.

2.3.2.2. Determinación de la Probabilidad de Seguir una Trayectoria Dada

La probabilidad de seguir una trayectoria S determinada, está dada por

$$P(S) = \theta_i P_{ij} P_{jk} \cdots P_{r\Omega} \quad (2.85)$$

Donde:

P_{ij} Probabilidad de transición de una corriente de orden i a una de orden j.

θ_i Probabilidad de que la gota caiga en una ladera adyacente a una corriente de orden i.

Estas probabilidades son función de la geomorfología de la cuenca fluvial.

La interpretación física de estas probabilidades son las siguientes:

$$P_{ij} = \frac{N^\circ \text{ de } r_i \text{ que drenan a las } r_j}{N^\circ \text{ total de } r_j}$$

$$\theta_i = \frac{\text{área total que drena directamente a las corrientes de orden } i}{\text{área total de la cuenca}}$$

Haciendo uso del ordenamiento de la red de drenaje de Strahler y de las leyes de Horton, θ_i y P_{ij} pueden ser calculadas aproximadamente mediante las expresiones siguientes

$$P_{ij} = \frac{(N_i - 2N_{i+1})E(j, \Omega)}{\sum_{k=i+1}^{\Omega} E(k, \Omega)N_i} + \frac{2N_{i+1}}{N_i} \delta_{i+1,j} \quad (2.86)$$

Donde

$\delta_{i+1,j} = 1$ si $j = i+1$ y 0 en caso contrario.

$E(i, \Omega)$ Señala el número promedio de enlaces interiores de orden i en una red finita de orden Ω .

$$E(i, \Omega) = N_i \prod_{j=2}^i \frac{N_{j-1} - 1}{2N_j - 1}, \quad i = 2, \dots, \Omega \quad (2.87)$$

Un enlace interior es un segmento de la red de corrientes, entre dos uniones sucesivas o entre la salida y la primera unión aguas arriba.

La probabilidad de que una gota caiga en un área de orden ω , puede ser aproximada utilizando la expresión general siguiente.

$$\theta_1 = \frac{N_1 \bar{A}_1}{A_\Omega} \quad (2.88)$$

$$\theta_\omega = \frac{N_\omega}{A_\Omega} \left[\bar{A}_\omega - \sum_{j=1}^{\omega-1} \bar{A}_j \left(\frac{N_j P_{j\omega}}{N_\omega} \right) \right]; \quad \omega = 2, \dots, \Omega \quad (2.89)$$

Las ecuaciones anteriores, puesto que se derivan de las leyes de Horton, pueden ser expresadas como funciones únicamente de R_A y R_B .

La función de probabilidad para un tiempo de viaje de una gota en una cuenca $P(T_B \leq t)$, está ahora definida completamente en términos de las propiedades geomorfológicas de la cuenca y de las funciones de probabilidad correspondientes al tiempo de viaje en un cauce dado T_{r_i} .

Definición del Hidrograma Unitario Instantáneo geomorfológico

El hidrograma unitario instantáneo está definido como la función de densidad de las probabilidades de T_B y por lo tanto

$$h_B(t) = \frac{d}{dt} [P(T_B \leq t)] = \sum_{s \in S} [f_{T_{r_1}}(t) * \dots * f_{T_{r_\Omega}}(t)] P(S) \quad (2.90)$$

Donde $f_{T_{r_i}}(t)$ es la función de densidad de probabilidad de T_{r_i} .

Rodríguez-Iturbe y Valdez (Rodríguez et al., 1979) suponen que se puede despreciar el tiempo de viaje en la ladera, en comparación con el tiempo global que una gota emplea dentro de la cuenca. Consideraron también que el tiempo de viaje en una corriente de orden ω , obedece a una función de densidad de probabilidad, dada por

$$f_{T_{\omega}}(t) = K_{\omega} \exp(-K_{\omega}t) \quad (2.91)$$

Donde $1/K_{\omega}$ es un tiempo promedio de escurrimiento y ellos sugieren que K_{ω} , al tomar en cuenta la ecuación 2.65, puede estimarse como

$$K_{\omega} = \frac{V}{L_{\omega}}; \quad k_1 = \frac{V}{L_1}; \quad k_2 = K_1 \cdot R_L^{-1}; \quad K_3 = k_1 R_L^{-2} \dots \quad (2.92)$$

Donde V es una velocidad característica, que se supone igual en cualquier parte en la cuenca, en cualquier tiempo dado, e igual a la velocidad de pico para cualquier evento dentro de la cuenca. Esta velocidad puede ser estimada como la relación entre la longitud del cauce principal y el tiempo de concentración, el cual puede ser calculado a través de la expresión de Kirpich (ecuación 2.47).

La expresión 2.90 es una función de densidad de probabilidad de los tiempos de viaje, en una cuenca de orden dado. Para que esta expresión sea considerada verdaderamente como un hidrograma unitario para una duración d_e , es necesario multiplicar esta función de densidad por el área total de la cuenca y convolucionarla con un hietograma unitario expresado en intensidades con una duración de lluvia efectiva d_e (Eslava, 1997).

En este caso, la convolución se considera como la estimación de la respuesta del sistema (cuenca) a un impulso determinado, que en este caso será la precipitación de un milímetro en una duración efectiva d_e .

Para obtener el hidrograma de escurrimiento directo que produce un hietograma, expresado como una secuencia de láminas de lluvia cada intervalo d_e , se realiza una nueva convolución como la mostrada en la ecuación 2.42.

2.4. Sistemas de Información Geográfica

Gracias al desarrollo tecnológico de la computación en las últimas décadas, y por consecuencia a la masificación del uso de herramientas computacionales, se ha extendido el uso de los sistemas de información geográfico en diversos campos del conocimiento.

Entre las múltiples definiciones existentes de los sistemas de información geográfica, el Environmental Systems Research Institute Inc (ESRI, 1990) los define como:

“Un SIG es un conjunto organizado de hardware, software, y datos geográficos, diseñado específicamente para capturar, almacenar, poner al día, manipular, analizar y mostrar todo tipo de información referenciada Geográficamente”.

En el área de la hidrología se han desarrollado numerosas aplicaciones, entre las que destacan los desarrollos elaborados por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), quienes desarrollaron una serie de aplicaciones para modelación hidrológica e hidráulica. Una de ellas es la aplicación HEC-GeoHMS (HEC, 2001), en la que es posible modelar una cuenca hidrológica, modelar su red de drenaje, determinar sus características fisiográficas entre otras aplicaciones.

Para llevar a cabo este tipo de modelación hidrológica, se parte de modelos digitales de terreno (MDT), los cuales brindan una representación de la realidad y permiten la simulación de algunos procesos físicos ocurridos dentro de una cuenca.

Los sistemas de información geográfica permiten almacenar y trabajar dos tipos de datos, los vectoriales y los matriciales. Estos últimos son el formato de los modelos digitales de terreno.

Por otra parte, el uso de los sistemas de información geográfica ha contribuido al desarrollo de los modelos hidrológicos distribuidos ya mencionados, pues en ellos es posible caracterizar la variación espacial de las variables que intervienen en un modelo hidrológico.

Dentro de la aplicación que se lleva a cabo en este trabajo se emplearán los sistemas de información geográfica para modelar la red de drenaje en la costa de Chiapas y obtener algunas características fisiográficas de algunas cuencas para el cálculo de los parámetros RB, RL y RA, esto ofrece tiempos de trabajo muy reducidos y un mejor nivel de precisión, sujeto a la escala de los modelos digitales de elevación empleados.

APLICACIÓN

Con el propósito de estimar eventos de diseño para diversos periodos de retorno en las cuencas de la costa de Chiapas se desarrolla un análisis de gastos máximos para 17 estaciones hidrométricas. Este análisis parte de la estimación por métodos indirectos de los gastos escurridos en estas corrientes en el evento extraordinario ocurrido el mes de Octubre de 2005, ya que no se cuenta con registros directos. Luego se realiza un análisis de frecuencia, sin considerar el evento de 2005, con el fin de evaluar el periodo de retorno asociado a este evento, y posteriormente, se desarrolla el análisis de frecuencia a la serie completa, incluyendo el evento de 2005. Ambos análisis se desarrollan de manera individual y aplicando un modelo regional (estaciones año) para finalmente proponer gastos de diseño para diversos periodos de retorno.

De forma análoga se desarrolla el análisis de precipitaciones máximas con registros pertenecientes a 16 estaciones climatológicas (pluviométricas), tras el cual se estimaron precipitaciones para distintos periodos de retorno y se elaboró un mapa de isoyetas para cien años periodo de retorno.

Con el fin de validar un modelo lluvia-escorrentamiento que sea aplicable a cuencas no instrumentadas, se seleccionaron las cuencas Coatán y Huixtla, para las cuales se contaba con buena información de precipitación y escorrentamiento para algunas tormentas particulares. Tras calibrar algunos modelos de infiltración se determinó la lluvia efectiva y se aplicó un modelo lluvia-escorrentamiento (HUIG) para estimar los hidrogramas medios diarios de cada tormenta, y compararlos con los hidrogramas medios reales.

Al ser validado el modelo lluvia-escorrentamiento, se construye un hietograma de diseño para 100 años periodo de retorno y empleando el modelo geomorfológico se determinan los gastos para este periodo en ambas cuencas, los cuales son comparados con los obtenidos tras el análisis de gastos máximos.

Finalmente, se recomienda la aplicación del modelo geomorfológico, y se describe un procedimiento para aplicarlo a cualquier cuenca que haga parte de esta región hidrológica y no cuente con registros, para determinar los gastos de diseño para cualquier periodo de retorno.

3.1 Descripción de la Zona de Estudio

El estado de Chiapas cuenta con una superficie de 75.344 km² y como estado ocupa el octavo lugar en extensión territorial, está localizado al sur del país y limita con los estados de Tabasco, Oaxaca y Veracruz, con la República de Guatemala y el Océano Pacífico; geográficamente esta enmarcado entre los 17°59' norte y 14°32'sur de latitud norte y entre los 90°22' este y 94°14' oeste de longitud oeste.

Hidrológicamente el estado está dividido básicamente en tres regiones, la región hidrológica Coatzacoalcos, con una cobertura de tan solo el 0.03% de la superficie, la Región Hidrológica Grijalva-Usumacinta con una cobertura del 85% de la superficie, conformada por seis cuencas hidrológicas, entre las que se destaca la cuenca del Río Lacantún por ser la más grande del estado, por último está la región hidrológica de la Costa de Chiapas que ocupa una extensión del 12% del estado, conformada principalmente por cuatro cuencas que son: La cuenca del río Suchiate, que consta de las cuencas Coatán, Huixtla, Cacaluta y Novillero; la cuenca del Río Pijijiapan, la cuenca del Río Huixtla y la cuenca Mar Muerto.

La costa de Chiapas corresponde a la región hidrológica 23, fisiográficamente se localiza en la Cordillera Centroamericana, específicamente en la Sierra madre de Chiapas, que origina un parteaguas paralelo a la costa y sus cuencas son vertientes al océano Pacífico, tiene un número importante de ríos y arroyos que nacen en la sierra y forman lagunas costeras y un pequeño porcentaje de ellos llega directamente al Pacífico.

Esta región se ubica a lo largo de la costa del estado, cuya longitud máxima es de aproximadamente 310 km, con una longitud normal de 22 km en su parte más angosta (el Porvenir, Chiapas) y 65km en su más ancha (Hixtla, Chiapas).

El clima es predominante cálido y subhúmedo con lluvias en verano, gradualmente más húmedo hacia el sur. Las lluvias son abundantes, con una precipitación media anual de 2660mm, cuyo 90% se presenta entre los meses de mayo a octubre. La temperatura media está comprendida entre los 22.5°C hasta los 28.2°C y se registra una lámina de evaporación media anual de 1660mm.

3.2. Análisis de Gastos máximos

Con el propósito de determinar el gasto de diseño para diferentes obras civiles tales como presas de regulación, presas de aprovechamiento, rectificación de cauces, bordos, carreteras y estructuras en general, y para la determinación de planicies inundables, se lleva a cabo un análisis de frecuencias de eventos extremos.

Para determinar el modelo matemático que mejor representa el comportamiento aleatorio de la variable natural que se modela, es necesario en primer lugar verificar la independencia de los registros compuestos por estas variables, para así verificar que realmente se están modelando variables aleatorias, además se aplica la prueba de homogeneidad de la serie, que permite establecer si los registros corresponden a una única población o si por el contrario son parte de dos poblaciones.

Como se ha demostrado en diversos estudios hidrológicos de la región costera de Chiapas (González, 2005), los eventos máximos anuales regionales hacen parte de dos poblaciones, donde los primeros corresponden a las condiciones naturales promedio y la segunda población corresponde a la ocurrencia de eventos extraordinarios como son los debidos a huracanes, que de manera ocasional afectan directamente esta parte del país.

Con base en estas aportaciones sobre la homogeneidad regional e independencia de los registros (González, 2005), el análisis de eventos extremos se lleva a cabo sobre un número limitado de funciones de distribución de probabilidad, y sus parámetros se estimarán por los métodos de momentos y máxima verisimilitud.

Por último, para determinar cual es el mejor ajuste se emplea el concepto de error estándar de ajuste.

$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{Q}_T - Q_T)^2}{n - mp} \right]^{1/2} \quad (3.1)$$

Donde:

- Q_i Eventos máximos anuales Q_i ordenados de mayor a menor con un periodo de retorno asignado $T=(n+1)/m$.
- n Longitud en años del registro analizado.
- m Número de orden del registro, 1 para el evento más grande y n para el evento más pequeño.
- \hat{Q}_i Eventos estimados por cierta distribución de probabilidad para cada periodo de retorno T asignado a la muestra ordenada Q_i .
- mp Número de parámetros de la distribución ajustada.

Para llevar a cabo el análisis de frecuencias de gastos máximos se siguieron una serie de etapas, desde la recopilación de información, pasando por la revisión y análisis de cantidad y calidad, hasta la aplicación de los modelos matemáticos y la determinación del mejor ajuste. Este proceso se define detalladamente a continuación.

La fuente de la que se obtuvieron los registros es la Base de Datos BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales). Debido a que la información contenida en esta base de datos es insuficiente, ya que los registros de gastos máximos anuales en particular son de corta longitud para algunas de las estaciones en estudio y además carecen de registros de años en los que se tiene conocimiento de la ocurrencia de eventos extraordinarios como fueron los de 1998 y 2005, fue necesario recabar información de la gerencia Regional de la CNA en Tuxtla Gutiérrez, capital del estado de Chiapas.

Las estaciones hidrométricas que hacen parte del estudio son 17 y se ubican a lo largo de toda la costa como lo ilustra la figura 3.1. Sus principales características se presentan en la tabla 3.1.

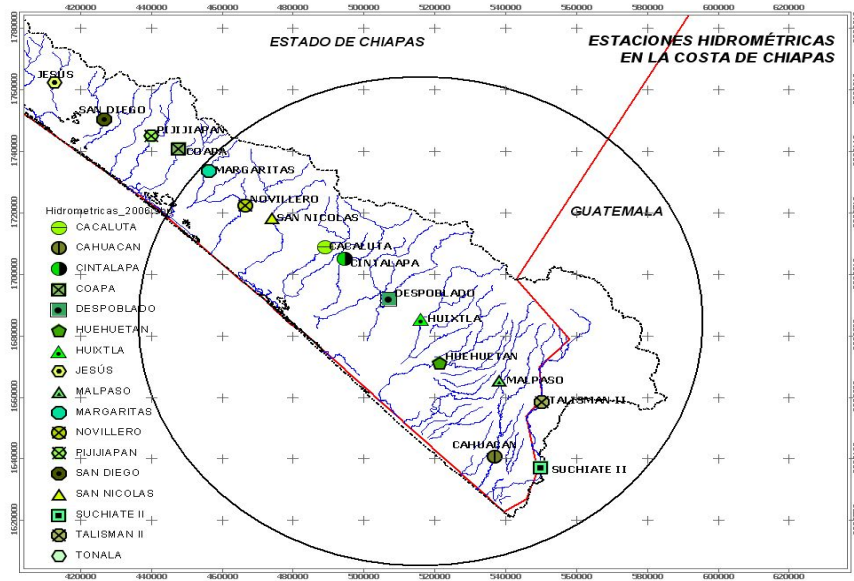


Figura 3.1. Estaciones Hidrométricas en la Costa de Chiapas

Estación	Clave	Corriente	Latitud	Longitud	Área (km²)
Cahuacan	23003	Río Cahuacan	14° 43' 15"	92° 16' 15"	455.06
Suchiate	23007	Río Suchiate	14° 41' 00"	92° 08' 00"	1139
Huixtla	23008	Río Huixtla	15° 08' 00"	92° 28' 00"	352.194
Pijijiapan	23009	Río Pijijiapan	15° 42' 00"	93° 13' 00"	57.74
Tonalá	23011	Río Zanatenco	16° 04' 15"	93° 45' 00"	233.72
Novillero	23012	Río Novillero	15° 29' 15"	92° 57' 00"	314.88
Jesús	23013	Río Jesús	15° 52' 00"	93° 29' 00"	13.32
San Diego	23014	Río San Diego	15° 45' 00"	93° 20' 00"	30.23
Cacaluta	23015	Río Cacaluta	15° 21' 00"	92° 43' 00"	196.13
Cintalapa	23016	Río Cintalapa	15° 18' 30"	92° 34' 00"	216.37
Coapa	23017	Río Coapa	15° 40' 00'	93° 10' 00"	88.39
Margarita	23018	Río Margarita	15° 35' 41"	93° 3' 00"	131.25
Despoblado	23019	Río Despoblado	15° 13' 00"	92° 34' 00"	300
Huehuetan	23020	Río Huehuetan	15° 00' 00"	92° 25' 00"	227.08
San Nicolás	23022	Río San Nicolás	15° 27' 00"	92° 53' 45"	132.14
Talisman II	23023	Río Suchiate	14° 53' 00"	92° 08' 30"	316
Malpaso	23006	Río Coatan	14° 57' 00"	92° 15' 25"	448.823

Tabla 3.1. Características Generales de las Estaciones Hidrométricas

El compendio de toda la información obtenida de gastos máximos anuales se presenta en la tabla 3.2 para todas las estaciones que se analizarán en este estudio. Estos registros están comprendidos entre el año 1955 y 1999.

Para estimar los gastos de los eventos ocurridos en los años 1998 y 2005 se hace necesario el empleo de métodos indirectos puesto que los registros son deficientes o inexistentes.

Para el evento ocurrido en 1998 ninguna de las estaciones operó satisfactoriamente, por lo que no se cuenta con ningún registro en las 17 estaciones hidrométricas en estudio para las fechas en que se presentó el evento extremo. Respecto a las marcas de inundación fue imposible acceder a la información, únicamente se obtuvo el gasto calculado para la estación Suchiate II, de $2000\text{m}^3/\text{s}$, valor calculado por la sección Mexicana de CILA en 2006.

Para los eventos ocurridos en 2005 fue recopilada información de aforos realizados en fechas anteriores al 2005 y también de secciones transversales para algunas estaciones hidrométricas con el nivel alcanzado por el agua para el evento de octubre de 2005.

El primer método empleado para la estimación de los gastos de los eventos citados es el denominado método de Curva Elevaciones – Gasto que consiste en ajustar una curva a una nube de puntos ubicados en un plano cartesiano de elevaciones (abscisa) contra sus respectivos gastos (ordenada) cuya aplicación se detalla a continuación.

Con los datos de las 17 estaciones hidrométricas de diferentes fechas, se ajustaron a cada estación curvas de tipo potencial, por ser la que mejor se ajusta a las condiciones reales de flujo en un cauce.

Con información topográfica suministrada por la Gerencia Regional Frontera Sur (CNA), se obtuvieron secciones transversales en el lugar donde se ubica la estación hidrométrica, así como el nivel que alcanzó la huella de inundación en el evento de 2005 (figuras 3.2 y 3.3). Las estaciones a las cuales no fue posible acceder con la brigada de topografía fueron Suchiate II, Tonalá, San Diego y Jesús, por lo que no se tiene una medición confiable del evento ocurrido en el 2005.

Con la elevación del fondo y la huella de inundación se obtuvo una diferencia; a este valor se le aplicó su correspondiente ecuación (tabla 3.3) y se calculó el gasto para el evento de 2005.

Año	23003 Cahuacan	23007 Suchiate II	23008 Huixtla	23009 Pijijapan	23011 Tonala	23012 Novillero	23013 Jesús	23014 San Diego	23015 Cacaluta	23016 Cintalapa	23017 Coapa	23018 Margaritas	23019 Despoblado	23020 Huehuetan	23022 San Nicolas	23023 Talisman	23006 Malpasó
1955	173.0	981.0															167.0
1956	188.0	1132.0	390.0														196.0
1957	125.0	837.0															
1958	117.0	800.0	477.0														
1959	242.0	1356.0	545.0														221.0
1960	288.0	1136.4	210.0														376.0
1961	229.0	743.0	189.0														534.0
1962	160.0	806.0	490.0	269.0	279.0	232.0											770.0
1963	498.9	2200.0	702.0	591.0	741.2	330.0											151.0
1964	262.5	1169.0	265.0	199.0	194.3	112.0				265.0	302.0	108.5	223.0	423.8	94.3		108.5
1965	183.6	644.8	251.0	212.3	143.5	132.2	64.3	330.2	266.9	185.3	361.3	176.7	237.3	506.0	339.7	153.4	153.0
1966	141.0	935.7	420.0	444.0	249.7	298.2	102.0	183.0	424.2	130.0	214.9	642.0	454.6	389.5	301.0	211.8	113.0
1967	107.2	972.0	139.0	161.0	280.3	80.6	35.7	134.8	193.6	98.3	208.8	170.3	403.0	507.0	107.9	196.7	209.0
1968	148.4	1256.0	242.0	280.5	125.0	201.6	85.8	277.3	200.5	88.5	286.5	132.5	465.8	593.6	117.0	287.0	196.0
1969	321.6	1302.0	396.0	360.2	84.5	281.2	81.8	216.8	264.1	163.0	282.0	222.5	688.0	565.5	118.2	303.0	358.0
1970	233.8	1164.6	435.0	235.5	199.5	263.7	72.6	417.0	230.1	213.5	207.0	266.8	340.0	315.7	101.0	436.5	328.0
1971	151.8	804.0	297.0	419.0	129.5	174.4	41.0	397.1	272.7	198.8	273.8	186.0	326.5	329.2	74.8	181.0	190.0
1972	150.5	1808.0	206.0	102.2	78.0	205.0	48.0	480.7	243.0	143.1	185.3	230.0	196.4	310.0	85.9	607.0	507.0
1973	207.0	1812.0	458.0	1004.8	196.5	357.0	48.3	360.6	222.8	240.0	447.1	670.0	447.0	327.0	117.1	483.5	1327.0
1974	425.5	1477.4	572.5	402.0	88.6	398.5	56.8	384.5	240.8	144.8	301.1	354.0	478.0	558.7	149.7	429.0	769.0
1975	134.7	540.0	329.6	360.0	292.5	236.7	99.2	251.2	92.5	59.8	263.8	253.3	361.0	459.5	71.2	105.8	597.0
1976	88.9	406.3	132.9	231.0	292.5	320.5	113.0	169.5	169.5	78.98	95.2	128.3	158.8	282.0	60.3	198.0	141.0
1977	126.0	351.7	292.0	393.3	100.9	285.8	36.6	179.4	101.9	53.8	210.2	203.0	225.2	414.0	54.0	100.2	111.0
1978	126.0	351.7	292.0	393.3	100.9	291.7	90.5	350.9	207.6	241.4	156.8	245.8	591.2	344.1	96.3	187.7	276.0
1979	122.6	786.4	374.3	440.2	87.2	395.1	33.8	228.5	321.0	738.9	481.4	268.0	444.8	323.7	146.6	360.3	
1980	118.2	830.1	286.8	338.4	158.7	369.7	106.0	284.0	191.3	261.5	210.0	294.1	162.2	361.5	181.8	175.5	
1981	194.9	984.0	270.0	338.8	158.7	369.7	106.0	284.0	191.3	261.5	210.0	294.1	162.2	361.5	181.8	175.5	
1982	189.0	915.0	332.9	172.2	99.8	364.5	65.7	233.9	163.6	194.1	112.9	84.7	283.0	365.5	222.4	305.8	
1983	168.4	628.8	279.0	296.0	75.0	304.6	45.6	171.6	184.3	120.9	56.2	92.0	451.3	405.3	173.7	235.9	
1984	173.0	432.1	204.8	194.0	96.4	130.7	39.4	202.5	267.0	226.5	173.4	92.0	327.5	336.0	173.6	173.6	
1985	119.8	665.6	206.9	163.8	137.4	130.7	88.7	154.0	78.6	379.1	207.3	449.3	156.0	479.0	93.7	1362.0	
1986	764.6	184.5	243.5	163.8	137.4	130.7	88.7	154.0	78.6	379.1	207.3	449.3	156.0	479.0	93.7	1362.0	
1987	108.6	827.9	321.9	126.9	79.8	191.6	82.0	151.8	120.3	179.7	35.6	153.9	287.9	339.1	61.7	143.4	
1988	283.2	1201.0	417.8	405.6	165.9	107.8	36.8	137.2	105.0	145.1	41.3	125.4	73.2	338.4	43.1	300.0	119.0
1989	199.9	683.0	146.8	380.0	234.6	335.0	140.0	214.8	165.7	183.7	59.4	104.7	290.7	707.3	160.0	478.0	144.7
1990	130.4	572.6	172.1	108.7	45.7	335.0	140.0	214.8	165.7	183.7	59.4	104.7	229.1	305.8	129.0	267.0	119.0
1991	117.4				42.9		65.0	88.6	92.6		41.3	292.0	100.2	191.6	64.3	213.0	119.0
1992	118.9				67.0				45.7		30.9	47.7	110.5	182.3	47.6	166.0	144.7
1993									54.8			59.7	253.8	362.1	52.1	214.0	144.6
1994									70.0								
1995									172.3								
1996									331.9								
1997									166.5								
1998																	
1999																	
2000																	
2001																	
2002																	
2003																	
2004																	
2005																	
Datos	35.0	36.0	34.0	30.0	28.0	26.0	27.0	28.0	32.0	26.0	30.0	29.0	28.0	30.0	29.0	30.0	1959.8
Q máx	496.9	2200.0	702.0	1004.8	741.2	398.5	140.0	480.7	479.7	738.9	481.4	688.0	591.2	707.3	339.7	1362.0	29.0
Media	189.192	989.309	316.237	309.913	162.160	253.049	70.167	233.490	191.197	203.505	203.485	230.181	308.911	400.459	119.580	297.734	1327.0
Desv. Est.	89.48	394.64	143.12	177.19	135.54	94.86	29.07	108.53	98.20	134.70	122.01	171.25	130.21	120.95	71.49	234.83	367.839
Cv	0.47	0.40	0.45	0.57	0.84	0.37	0.41	0.46	0.51	0.66	0.60	0.74	0.42	0.30	0.60	0.79	0.75
Var.	8007.5	155739.0	20484.3	31395.7	18370.8	8988.7	844.8	11778.2	9643.1	18144.2	14887.1	29327.3	16954.1	14630.0	5110.6	55145.6	167960.3
Asimetría	1.855	1.172	0.610	2.149	3.072	-0.217	0.702	0.577	1.030	2.641	0.345	1.703	0.193	0.635	1.660	3.468	2.254
k	6.958	4.627	3.247	10.328	15.262	1.919	2.898	2.528	4.669	12.740	2.625	5.560	2.270	3.292	5.964	17.805	8.840

Tabla 3.2. Registros de Gastos Máximos Anuales (m³/s)

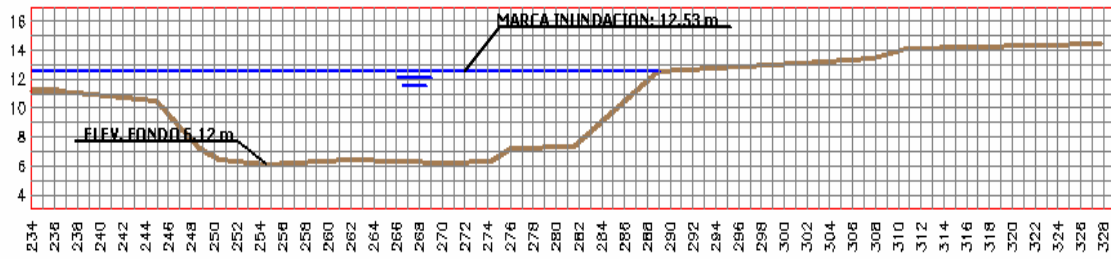


Figura 3.2. Sección Transversal en la Estación Hidrométrica Cahuacán. Incluye el Nivel del Agua para el Evento de Octubre de 2005

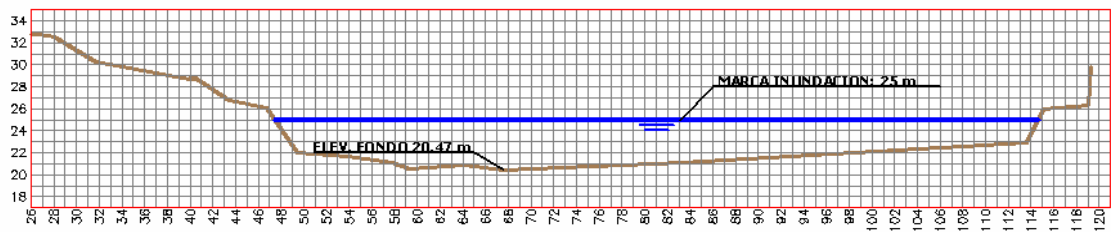


Figura 3.3. Sección Transversal en la Estación Hidrométrica Talismán II. Incluye el Nivel del Agua para el Evento de Octubre de 2005

Estación	Ec. Regresión	Coeficientes	
		Valor a	Valor b
Cahuacán	$y=ax^c$	31.6	1.2
Suchiate	$y=ax^c$	26.1	2.5
Huixtla	$y=ax$	25.1	2.2
Pijijiapan	$y=ax^c$	2.4	3.8
Tonala	$y=ax^c$	8.5	3.1
Novillero	$y=a+bx$	-358	240.4
Jesus	$y=ax^c$	13	2.4
San Diego	$y=a+bx$	-295.3	173.2
Cacaluta	$y=ax^d$	52.8	1.7
Cintalapa	$y=ax^d$	4.7	3.9
Coapa	$y=ax^d$	3.7	4.2
Margaritas	$y=ax^d$	69.2	1.5
Despoblado	$y=ax^d$	8.7	2.9
Huehuetan	$y=ax^d$	82.1	1.4
San Nicolas	$y=ax^d$	7.5	3.3
Talisman II	$y=ax^c$	8.2	3.3
Malpaso	$y=ax^d$	20.2	2.6

Tabla 3.3. Expresiones de Regresión para la Estimación de Gastos

El segundo método empleado es el denominado Relación pendiente-n de Manning y fue aplicado a aquellas estaciones para las que se contaba con registros de aforos, particularmente el gasto máximo aforado y el radio hidráulico.

De la ecuación de pérdidas de Manning se obtiene la relación que da nombre a este método

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q}{R_h^{2/3}} \quad (3.2)$$

De este modo se calcula la relación para el gasto máximo aforado y su radio hidráulico. Por otro lado, con la información topográfica proporcionada por CNA, se obtuvo el radio hidráulico correspondiente a la marca del agua (figuras 3.2 y 3.3), y con el valor obtenido en el paso anterior se calculó el gasto para este evento.

En la tabla 3.4 se presenta un resumen de los gastos estimados para el año 2005, aplicando las técnicas 1 y 2.

Con el propósito de establecer el periodo de retorno asociado a los eventos de 2005 antes de que estos ocurrieran, se realiza el análisis de frecuencia a los registros sin los valores estimados de gasto para dicho año, para luego establecer comparaciones con los gastos estimados para el periodo de retorno indicado por estos eventos.

Estación	Gasto Estimado	Método Aplicado
Cahuacan	312.2	Regresión y extrapolación
Suchiate	2800	Regresión y extrapolación
Huixtla	1464.7	Relación pendiente-n
Pijijiapan	2953.9	Regresión y extrapolación
Tonala	ND	-
Novillero	1246.2	Regresión y extrapolación
Jesus	ND	-
San Diego	ND	-
Cacaluta	331.2	Regresión y extrapolación
Cintalapa	ND	-
Coapa	1876.2	Regresión y extrapolación
Margaritas	1144.8	Regresión y extrapolación
Despoblado	2757.7	Relación pendiente-n
Huehuetan	940.6	Relación pendiente-n
San Nicolas	1110	Regresión y extrapolación
Talisman II	1175	Regresión y extrapolación
Malpaso	1959.8	Regresión y extrapolación

Tabla 3.4. Gastos Estimados para los Eventos de 2005

Tal como lo indicaron estudios anteriores, tras ajustar diversas funciones de distribución como la función Normal, Log-Normal, Gama de dos y tres parámetros, Gumbel, cuyos parámetros se estimaron por el método de momentos y máxima verosimilitud, y la función doble Gumbel en la que sólo se usó el método de momentos en esta fase inicial, la región muestra un

comportamiento predominante del tipo doble Gumbel, sin embargo, algunas de las estaciones mostraron un mejor ajuste con la función de distribución Gumbel. Todos los registros sin excepción están enmarcados en estas dos funciones de distribución. En la tabla 3.5 se presentan estos resultados, indicando únicamente el error estándar y los valores estimados de los parámetros de la función de mejor ajuste.

De manera estricta, el método de estimación de parámetros para la función doble Gumbel no se hace por el método de momentos, para que lo fuera, sería necesario usar hasta el quinto momento de la muestra, pero a medida que aumenta el orden de los momentos, disminuye sustancialmente su eficiencia como estimadores (Gonzalez, 1970). Por este motivo, el método aplicado para estimar los parámetros consiste en definir el valor del parámetro p , para posteriormente aplicar el método de momentos de la función Gumbel por separado a cada una de las muestras definidas por el parámetro p . Sin embargo, se ha adoptado llamar esta estimación de los parámetros de la función doble Gumbel como momentos, por motivos prácticos.

Hidrométrica	F. D. P.	Parámetros					EE
		p	α_1	β_1	α_2	β_2	
Cahuacan	Doble Gumbel	0.904	0.02237	142.499	0.00854	382.787	8.475
Suchiate	Doble Gumbel	0.888	0.00438	761.486	0.00271	1691.389	55.020
Huixtla	Gumbel		0.00840	248.758			15.068
Pijijiapan	Doble Gumbel	0.899	0.01097	226.142	0.00212	538.153	30.563
Tonala	Doble Gumbel	0.892	0.01793	104.777	0.00230	307.206	22.679
Novillero	Doble Gumbel	0.75	0.01306	179.262	0.04083	345.038	15.265
Jesus	Doble Gumbel	0.753	0.05888	48.971	0.05141	99.494	3.944
San Diego	Doble Gumbel	0.864	0.01344	165.440	0.02551	395.716	7.822
Cacaluta	Doble Gumbel	0.9	0.01652	136.712	0.00907	364.655	18.768
Cintalapa	Doble Gumbel	0.884	0.01716	141.182	0.00271	379.053	17.876
Coapa	Gumbel		0.00970	145.315			23.423
Margaritas	Doble Gumbel	0.896	0.01385	139.949	0.04807	669.426	20.154
Despoblado	Doble Gumbel	0.826	0.00990	221.092	0.02989	459.602	18.406
Huehuetan	Gumbel		0.00980	344.330			22.569
San Nicolas	Doble Gumbel	0.896	0.02795	81.067	0.01260	279.617	7.658
Talisman II	Doble Gumbel	0.899	0.01156	202.128	0.00127	603.491	25.670
Malpaso	Doble Gumbel	0.813	0.01069	156.778	0.00280	665.194	50.955

Tabla 3.5. Ajustes de Funciones de Distribución de Probabilidad por Estación Hidrométrica

Un análisis más detenido sobre la función de distribución de mejor ajuste a los registros de las 17 estaciones se realizó gráficamente, de donde se determinó que aunque para algunas estaciones los modelos matemáticos indicaban un mejor ajuste doble Gumbel, la inspección gráfica demuestra que el ajuste no representa el comportamiento natural real, por ejemplo cuando la segunda población, que representa los eventos extremos y que define los eventos para periodos de retorno grandes, presente una pendiente menor a la de la primera población, lo que subestimaría los eventos. En estos casos aunque se presentan errores un poco mayores se observa una mejor representación del comportamiento natural de los gastos con la función de

distribución Gumbel. Otro criterio de apoyo lo constituye la dispersión de puntos correspondientes a los registros, que al ser graficados en papel de distribución Gumbel muestran una tendencia de tipo lineal, por lo que se concluye que a estos registros se ajusta mejor la función Gumbel.

En la siguiente figura, en la que se muestra tanto el ajuste de la doble Gumbel como el de la Gumbel se fundamentan las consideraciones expuestas.

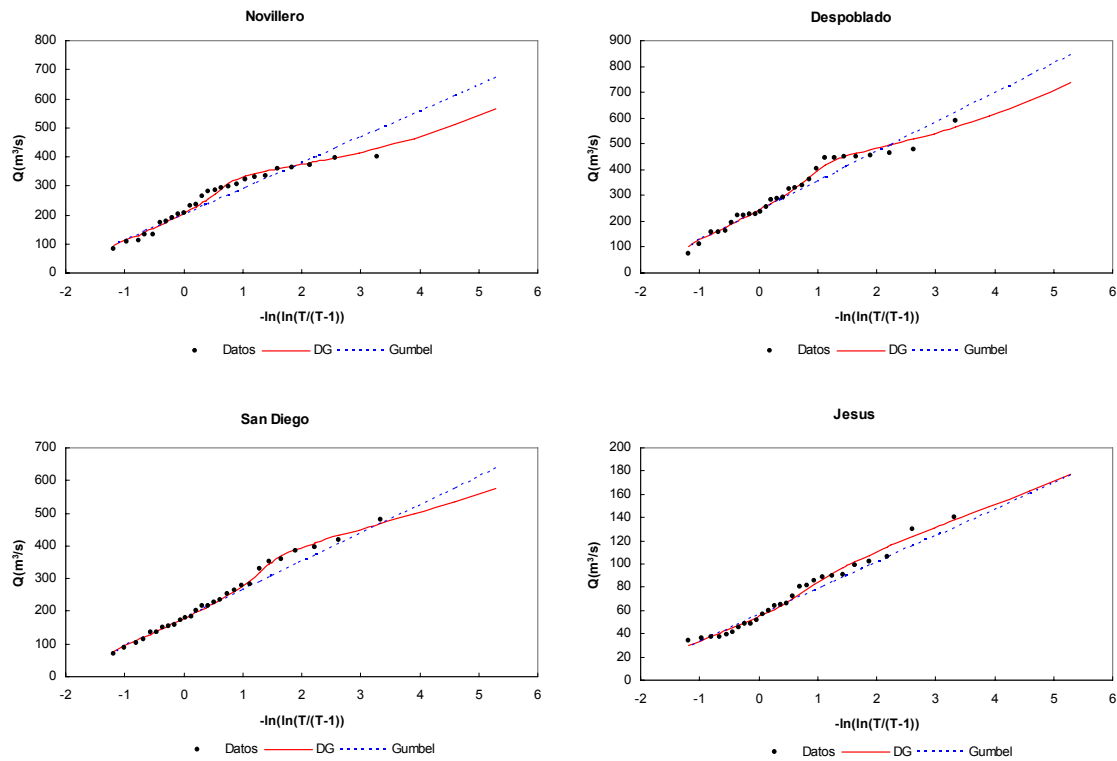


Figura 3.4. Comparación Gráfica entre Ajustes Gumbel y Doble Gumbel

Los ajustes de los registros de estas estaciones a funciones Gumbel se muestran en la tabla 3.6.

	Novillero	Jesus	San Diego	Despoblado
Técnica	mv	momentos	mv	mv
α	0.0113	0.0441	0.0116	0.0088
β	205.5689	57.1121	183.1819	245.0461
EE	29.227	5.307	16.653	29.517

Tabla 3.6. Cambio de Ajuste a Tipo Gumbel para Estaciones Particulares

3.2.1. Estimación de parámetros de la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel empleando el método de máxima verosimilitud con algoritmo Genético.

Con el propósito de estimar los parámetros de la función doble Gumbel a través de otro método distinto al de momentos y establecer un análisis entre ambos, se empleo el método de máxima verosimilitud.

Este método establece que dada una función de densidad de probabilidad $f(x, a_1, a_2, \dots, a_m)$ donde x es la variable aleatoria y $a_i, i= 1, \dots, m$ son los parámetros de la función, la probabilidad de obtener un valor dado de x, x_i es proporcional a $f(x_i, a_1, a_2, \dots, a_m)$, y la probabilidad de obtener una muestra de valores aleatorios x_1, x_2, \dots, x_n es proporcional a la función de densidad conjunta $f(x_1, x_2, \dots, x_n; a_1, a_2, \dots, a_n)$, que puede escribirse como

$$L = f(x_1, x_2, \dots, x_n; a_1, a_2, \dots, a_n) = \prod f(x_i; a_1, a_2, \dots, a_n) \quad (3.3)$$

Esta función conjunta es llamada la función de verosimilitud L .

El método de máxima verosimilitud estima los parámetros al maximizar la probabilidad de que la muestra bajo consideración pueda obtenerse al seleccionar n observaciones aleatorias a partir de $f(x; a_1, a_2, \dots, a_n)$. En otras palabras el método consiste en estimar los parámetros a_1, a_2, \dots, a_n tales que L sea máxima.

La manera más común de estimar los parámetros es calcular las derivadas parciales del logaritmo de L con respecto a cada uno de los parámetros e igualando a cero (kite, 1988), esto se hace aprovechando la propiedad de que el máximo de una función y su logaritmo ocurren en el mismo punto y a la facilidad de trabajar estas expresiones en comparación con la expresión original.

El derivar los logaritmos de la función de máxima verosimilitud e igualar a cero no garantiza que una determinada solución lleve a un máximo (global o relativo) pues podría tratarse de un mínimo de la función; para evitar esta situación generalmente se parte de una solución inicial aproximada, obtenida por ejemplo por el método de momentos.

Debido a la complejidad de la función de verosimilitud en su estado natural y al aplicar logaritmos cuando se trabaja con la función de distribución doble Gumbel se emplean métodos numéricos

(determinísticos) o diferentes paquetes de software que cuentan con aplicaciones previamente desarrolladas para la solución de sistemas de ecuaciones no lineales.

Para la determinación de los parámetros por el método de máxima verosimilitud se empleará un algoritmo de tipo aleatorio, como es el Algoritmo Genético (Fuentes et al, 2006), y la función objetivo será maximizar directamente la función de verosimilitud, sin tomar derivadas por las razones antes expuestas, ni se aplicarán logaritmos ya que el algoritmo empleado puede calcularla sin importar su complejidad.

La función de distribución doble Gumbel se define como:

$$F(x) = pe^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \quad (3.4)$$

Su función de densidad es:

$$f(x) = pe^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}-\alpha_1(x-\beta_1)} + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}-\alpha_2(x-\beta_2)} \\ \text{para } x > 0, \alpha_i > 0, 0 < p < 1 \quad (3.5)$$

Donde:

- β_1 Parámetro de ubicación de la primera población.
- α_1 Parámetro de escala de la primera población.
- β_2 Parámetro de ubicación de la segunda población.
- α_2 Parámetro de escala de la segunda población.
- p Parámetro de asociación.

La función objetivo es:

$$F.O. = \max(L) \quad (3.6)$$

$$L = \prod \left(pe^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}-\alpha_1(x-\beta_1)} + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}-\alpha_2(x-\beta_2)} \right) \quad (3.7)$$

Para las estaciones que se seleccionaron de acuerdo con el análisis previo como del tipo doble Gumbel, se estimaron sus parámetros tanto por el método de momentos como por máxima verosimilitud empleando el algoritmo genético. La tabla 3.7 presenta los valores estimados de los parámetros empleando el algoritmo genético, y la tabla 3.8 muestra el valor de la función de

verosimilitud, sus logaritmos y los errores estándar obtenidos a través del método de momentos y el método de máxima verosimilitud.

	<i>Cahuacan</i>	<i>Pijijiapan</i>	<i>Tonala</i>	<i>Cacaluta</i>	<i>Cintalapa</i>	<i>San Nicolas</i>	<i>Talisman II</i>	<i>Malpaso</i>
p	0.867	0.736	0.893	0.550	0.885	0.861	0.900	0.640
α_1	0.025806	0.010793	0.019127	0.017035	0.015220	0.030683	0.013102	0.025578
β_1	141.611	210.643	102.782	209.108	141.109	80.276	200.001	141.778
α_2	0.011334	0.006401	0.005023	0.021128	0.004920	0.013888	0.002928	0.004488
β_2	299.602	339.415	297.546	98.907	311.590	209.692	567.829	440.077
<i>EE</i>	19.192	68.785	55.620	27.073	43.301	14.257	97.509	81.649

Tabla 3.7. Ajustes de Tipo Doble Gumbel Empleando Algoritmos Genéticos

<i>Estación</i>	<i>L AX</i>	<i>L AG</i>	<i>In AX</i>	<i>In AG</i>	<i>EE AX</i>	<i>EE AG</i>
<i>Cahuacan</i>	5.434E-86	1.039E-85	-196.330	-195.681	8.475	19.192
<i>Pijijiapan</i>	8.902E-84	1.393E-83	-191.231	-190.783	30.563	68.785
<i>Tonala</i>	6.507E-72	1.196E-71	-163.913	-163.305	22.679	55.620
<i>Cacaluta</i>	2.565E-83	1.365E-82	-190.172	-188.501	18.768	27.073
<i>Cintalapa</i>	6.392E-70	3.266E-68	-159.326	-155.392	17.876	43.301
<i>San Nicolas</i>	5.964E-69	7.530E-69	-157.093	-156.860	7.658	14.257
<i>Talisman II</i>	1.465E-82	3.397E-82	-188.430	-187.589	25.670	97.509
<i>Malpaso</i>	5.246E-80	5.392E-78	-182.549	-177.917	50.955	81.649

Tabla 3.8. Comparativo Entre el Empleo del Método de Momentos y Máxima Verosimilitud

Estos resultados demuestran que aunque un método de estimación de parámetros puede considerarse como mejor desde un determinado criterio de bondad de ajuste como lo es el error estándar, puede resultar menos apropiado desde otro criterio, como en este caso sucede con el criterio de máxima verosimilitud, donde el método de momentos presenta errores estándar menores que los del método de verosimilitud, pero a la vez muestran un menor valor de la función de verosimilitud. Puesto que ambos criterios son ampliamente usados, la decisión de cual de ellos tomar como de mejor ajuste se toma nuevamente desde el punto de vista gráfico. La figura 3.5 muestra los ajustes por ambos métodos.

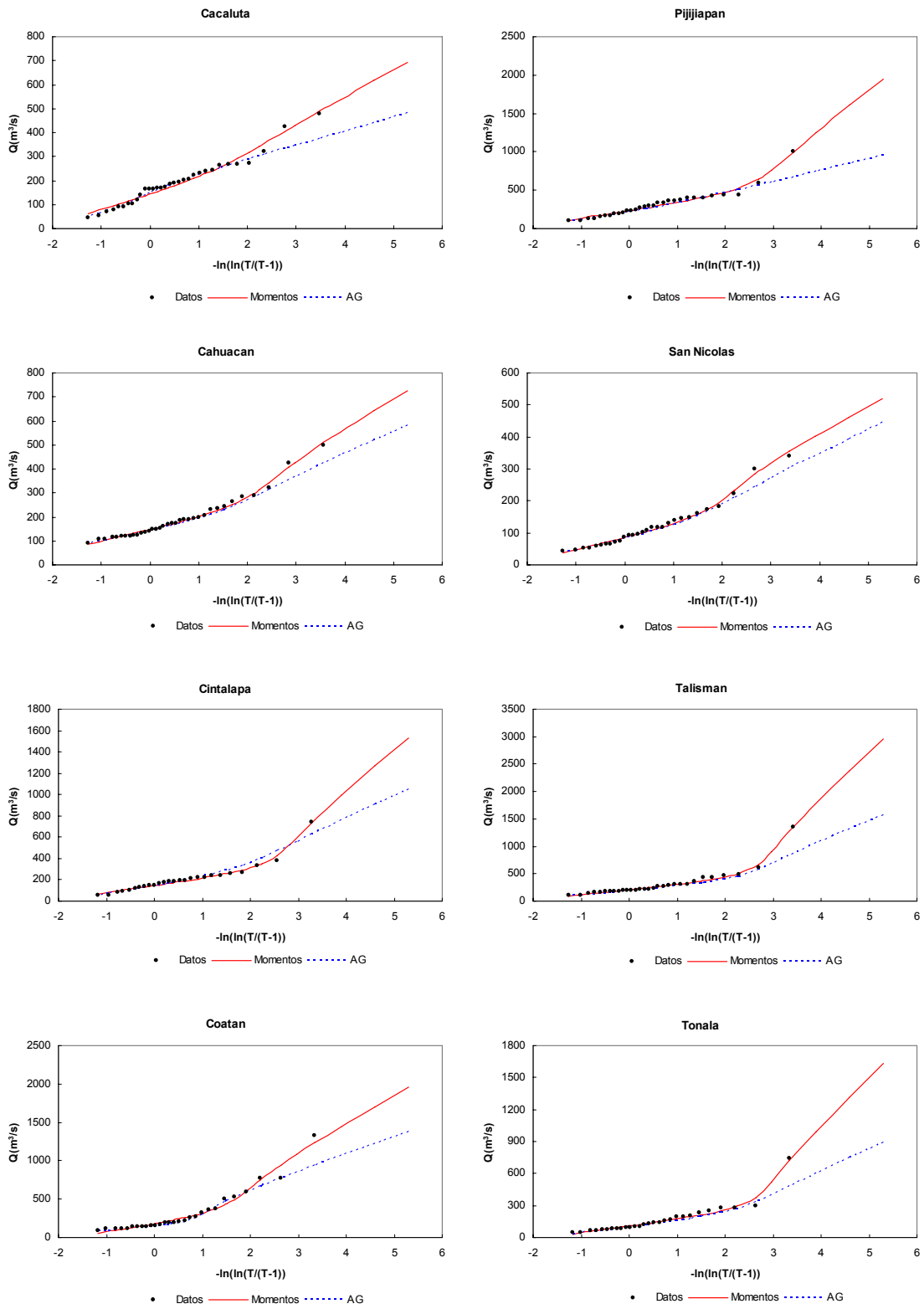


Figura 3.5. Ajustes para la Función Doble Gumbel Aplicando la Técnica de Momentos y Máxima Verosimilitud (Algoritmos Genéticos)

Los ajustes logrados empleando el algoritmo genético muestran una gran correspondencia en la primera población con el ajuste por momentos, pero para la segunda población se ubican por debajo, sin tomar en cuenta los valores más extremos, lo que conllevaría a subestimar eventos a partir de cierto periodo de retorno. En adelante, por tal motivo se adopta el método de momentos como el de mejor ajuste.

Algunas consideraciones importantes que se hicieron al momento de trabajar con los algoritmos genéticos tienen que ver con el intervalo de valores posibles que puede tomar la variable p (probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica) en el proceso de aplicación del algoritmo. En general los eventos máximos no debidos a condiciones ciclónicas forman más del 70% de la muestra, siendo en muchos casos casi el total de la muestra (esto varía en función de la longitud del registro); como además la segunda población debería estar conformada por no menos de tres registros, se adoptó un límite inferior para esta variable de $p=0.5$ y un límite superior de $p= 1-3/n$, de modo que la segunda población este conformada al menos por 3 registros que permitan calcular sus estadísticos.

3.2.2. Análisis Regional de Gastos Máximos

El análisis regional se desarrolla con el objeto de estimar eventos de diseño en zonas con nula o escasa información, donde los registros disponibles son insuficientes para emplear los modelos matemáticos; que requieren de una cierta cantidad de información para su aplicación, o que aún siendo aplicables, la incertidumbre asociada es muy alta conforme el periodo de retorno aumenta.

En el caso particular de estudio, las estaciones hidrométricas cuentan con una longitud de registros de 26 años como mínimo, longitud si bien no suficiente si es aceptable para la aplicación de los modelos matemáticos.

En zonas con nula o escasa información las técnicas regionales transfieren información de cuencas vecinas y proporcionan una estimación de eventos de diseño cuya incertidumbre se ve reducida gracias a la cantidad de información que emplean estos modelos.

La aplicación de estas técnicas requiere que la región comprendida sea homogénea. Es decir que el comportamiento hidrológico de una cuenca, asociado a sus características fisiográficas y a las condiciones meteorológicas que predominan, sea semejante al de una cuenca cercana.

Existen diversos métodos para la delimitación de regiones homogéneas, como el método de los trazos multidimensionales o el método de la región de influencia (Escalante et al, 2005).

Como ha sido demostrado en estudios anteriores, la región de la costa de Chiapas constituye una región homogénea, la cual tiene un comportamiento de tipo Doble Gumbel (González, 2005), y esto lo confirma el estadístico del coeficiente de variación (cv), puesto que toma valores entre 0.40 y 0.79, lo que indica que las 17 estaciones pertenecen al mismo patrón de escurrimientos, y además, el hecho de que los valores sean mayores de 0.37 señala la alta dispersión de los registros debido a la presencia de eventos extraordinarios como los debidos a eventos ciclónicos, por lo que se concluye que la región si es homogénea y sus eventos hacen parte de dos poblaciones (funciones de distribución mezcladas).

Por lo anterior se procede a hacer un ajuste regional a través del método estaciones año y empleando como función de distribución regional la función doble Gumbel. Este método regional se aplicará en primer lugar sin considerar el evento ocurrido en 2005, con el propósito de determinar el periodo de retorno asociado a estos eventos y establecer comparaciones con los eventos de diseño estimados incluyendo los registros de 2005.

Para la aplicación del método regional de estaciones-año se modulan los registros de cada estación al dividirlos por sus respectivas medias. Los valores modulados sin incluir el evento del 2005 se presentan en la tabla 3.9 e incluyendo el evento 2005 en la tabla 3.10.

Con estos valores modulados se forma un registro único al que se ajusta la función de distribución de probabilidad doble Gumbel.

Los ajustes resultantes aplicados a estas muestras moduladas se presentan en la figura siguiente.

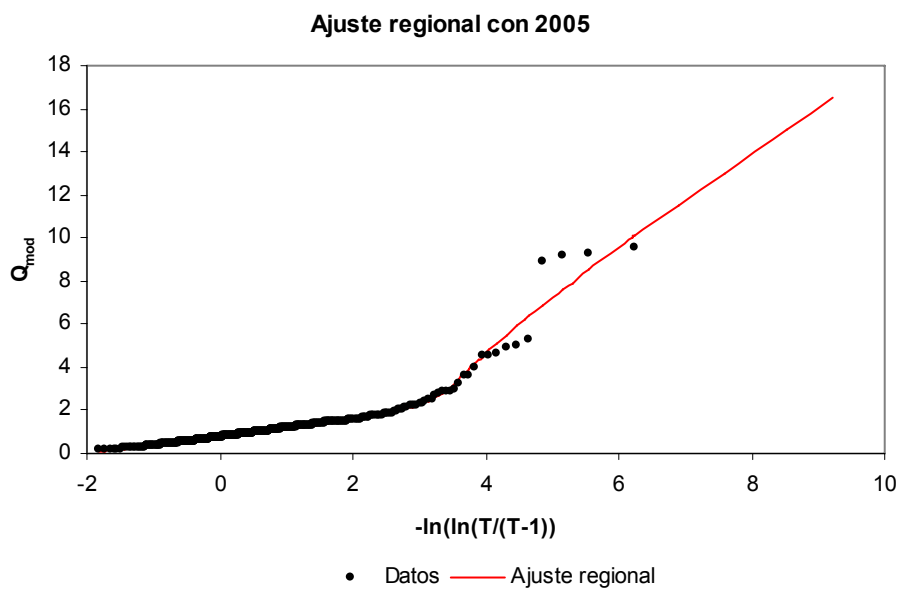
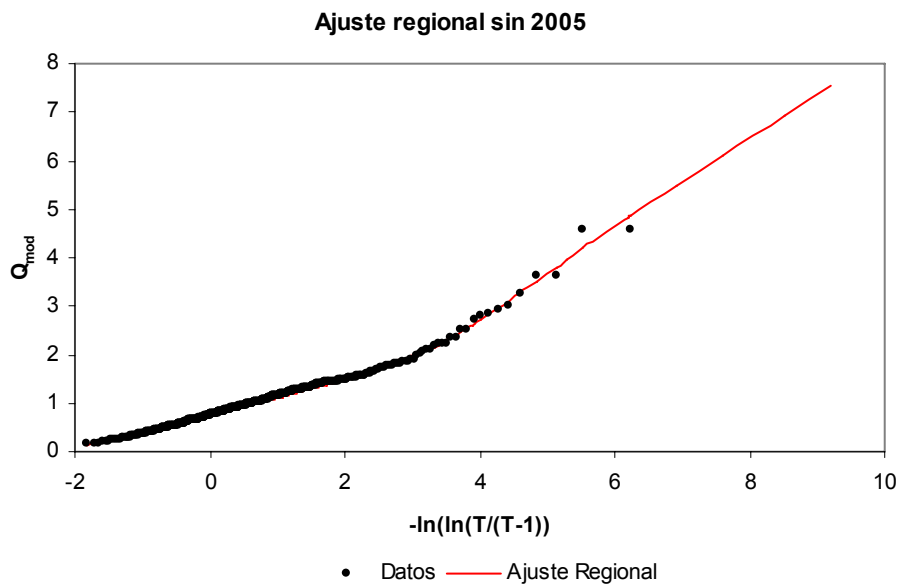


Figura 3.6. Regionalización de Gastos Máximos Instantáneos. Ajuste tipo Doble Gumbel.

Año	23003 Cahuacan	23007 Suchiate II	23008 Huixtla	23009 Pijijapan	23011 Tonala	23012 Novillero	23013 Jesús	23014 San Diego	23015 Cacaluta	23016 Cintalapa	23017 Coapa	23018 Margaritas	23019 Despoblado	23020 Huehuetan	23022 San Nicolás	23023 Talisman	23006 Malpasos
1955	0.946	0.992															0.454
1956	1.028	1.144	1.233														0.533
1957	0.683	0.846															
1958	0.640	0.809	1.508														
1959	1.323	1.371	1.723														
1960	1.574	1.149	0.664														
1961	1.252	0.751	0.598														0.601
1962	0.875	0.815	1.549	0.868	1.720	0.917											1.022
1963	2.727	2.224	2.220	1.907	4.570	1.304											1.452
1964	1.435	1.202	0.838	0.642	1.198	0.442	1.140	1.414	1.396	1.302	1.484	0.471	0.722	1.058	0.789	0.411	
1965	1.004	0.652	0.794	0.685	0.885	0.522	0.916	0.784	2.219	0.910	1.776	0.768	0.768	1.264	2.841	0.515	0.416
1966	0.771	0.946	1.328	1.433	1.540	1.178	1.453	0.784	2.219	0.639	1.056	2.789	1.472	1.472	2.517	0.711	0.307
1967	0.586	0.983	0.440	0.520	1.728	0.319	0.508	0.577	1.013	0.483	1.026	0.740	1.305	1.266	0.903	0.661	0.568
1968	0.811	1.270	0.765	0.905	0.771	0.797	1.222	1.187	1.049	0.435	1.408	0.576	1.508	1.482	0.978	0.964	0.533
1969	1.758	1.316	1.252	1.162	0.521	1.111	1.165	0.929	1.381	0.801	1.386	2.989	0.720	1.462	0.988	1.018	0.973
1970	1.278	1.177	1.376	0.760	1.230	1.042	1.034	1.786	1.203	1.049	1.346	1.115	1.101	0.788	0.844	1.466	0.892
1971	0.829	0.813	0.939	1.352	0.798	0.689	0.585	1.701	1.426	0.977	1.346	0.808	1.057	0.822	0.626	0.608	0.517
1972	0.823	1.828	0.651	0.330	0.481	0.810	0.684	2.059	1.271	0.703	0.910	0.999	0.636	0.774	0.718	2.039	1.378
1973	1.131	1.832	1.448	3.242	1.212	1.411	0.688	1.544	1.165	1.179	2.197	2.911	1.447	0.817	0.979	1.624	3.608
1974	2.326	1.493	1.810	1.297	0.546	1.575	0.810	1.647	1.259	0.711	1.480	1.538	1.547	1.395	1.252	1.441	2.091
1975	0.736	0.546	1.042	1.162	1.804	0.935	1.413	1.076	0.484	0.294	1.296	1.100	1.169	1.147	0.595	0.355	1.623
1976		0.768	0.420	0.745		1.267		0.484	0.887	0.388	0.468	0.558	0.514	0.704	0.504	0.665	0.383
1977	0.486	0.411	0.176	1.269		1.129	0.521	0.768	0.533	0.264	1.033	0.882	0.729	1.034	0.452	0.337	0.302
1978		1.274	1.112	0.942	0.622	1.153	1.289	1.503	1.086	1.186	0.770	1.068	1.914	0.859	0.806	0.630	0.750
1979	0.670	0.795	1.184	1.420	0.537	1.561	0.482	0.979	1.679	3.631	2.366	1.164	1.440	0.808	1.226	1.210	
1980	0.646	0.839	0.907	1.092	0.978	1.461	1.510	1.216	1.001	1.285	1.032	1.278	0.525	0.903	1.520	0.589	
1981	1.066	0.995	0.854	1.093			1.282	1.137	0.892	1.628	0.755	1.144	0.916	0.913	1.859	1.027	
1982	1.033	0.925	1.053	0.556	0.615	1.440	0.935	1.002	0.856	0.954	0.555	0.368	1.461	1.012	1.453	0.792	
1983	0.921	0.636	0.882	0.955	0.462	1.204	0.649	0.735	0.964	0.594	0.276	0.400	1.060	0.839	1.159	0.563	
1984	0.946	0.437	0.648	0.626	0.595	0.516	0.561	0.660	1.396	1.113	0.852	0.505	1.196	0.505	0.784	4.575	
1985	0.655	0.673	0.654	0.528	0.847	0.847	1.264	0.860	0.411	1.863	1.019	1.465	0.847	0.516	0.482	0.516	
1986		0.773	0.583	0.786	0.419	0.757	0.741	0.650	0.629	0.883	0.175	0.669	0.932	0.806	0.543	0.655	
1987	0.594	0.837	1.018	0.409	0.492	0.426	0.525	0.987	0.549	0.713	0.203	0.545	0.237	0.845	0.360	1.008	0.323
1988	1.548	1.214	1.321	1.309	1.023	0.708	1.844	0.680	2.509	1.111	0.286	0.329	0.941	1.766	1.338	1.605	0.393
1989	1.093	0.690	0.464	1.226	1.446	1.324	1.995	0.920	0.867	0.903	0.292	0.455	0.742	0.764	1.079	0.897	0.323
1990	0.713	0.579	0.544	0.351	0.282				0.729			0.435	0.478	0.478	0.537	0.715	
1991	0.642			0.264	0.264		0.926				0.203	1.269	0.455	0.398	0.558	0.558	
1992	0.650			0.413				0.379	0.484		0.152	0.207	0.358	1.468	0.435	0.719	0.393
1993									0.239			0.259	0.821	0.954			
1994									0.286								
1995							0.857	0.295	0.901		1.631					0.914	
1996									0.366							0.638	
1997				0.428				0.434	0.871		1.551	1.168					0.693
1998																	
1999																	
2000																	
2001																	
2002																	
2003																	
2004																	
2005																	

Tabla 3.9. Gastos Modulados sin Incluir el Evento de 2005

Año	23003 Cahucan	23007 Suchiate II	23008 Huixtla	23009 Pijjiapan	23011 Tonala	23012 Novillero	23013 Jesus	23014 San Diego	23015 Cacaluta	23016 Cintalapa	23017 Coapa	23018 Margaritas	23019 Despoblado	23020 Huetueten	23022 San Nicolas	23023 Talisman	23006 Melipaso
1955	0.898	0.945															0.454
1956	0.976	1.090	1.117														0.533
1957	0.649	0.806															
1958	0.607	0.771	1.367														
1959	1.256	1.306	1.561														0.601
1960	1.495	0.602	1.561														1.022
1961	1.189	0.716	0.541														1.452
1962	0.831	0.776	1.404	0.681	1.720	0.800											2.093
1963	2.590	2.119	2.011	1.495	4.570	1.139											0.411
1964	1.363	1.145	0.759	0.504	1.198	0.386	1.140	1.414	1.366	0.910	1.302	0.416	0.567	1.014	0.618		0.416
1965	0.953	0.621	0.719	0.537	0.885	0.456	0.916	0.784	2.170	0.639	0.835	2.463	1.156	0.932	1.973	0.649	0.307
1966	0.732	0.901	1.203	1.123	1.540	1.029	1.453	0.577	0.991	0.483	0.811	0.653	1.025	0.921	0.707	0.603	0.568
1967	0.556	0.936	0.398	0.407	1.728	0.278	0.508	0.577	0.991	0.435	0.811	0.508	1.184	1.421	0.767	0.880	0.533
1968	0.770	1.210	0.693	0.710	0.771	0.696	1.222	1.187	1.026	0.801	1.095	2.639	0.566	1.401	0.775	0.929	0.973
1969	1.670	1.254	1.135	0.911	0.521	0.970	1.165	0.929	1.351	0.801	1.095	2.639	0.566	1.401	0.775	0.929	0.973
1970	1.214	1.122	1.246	0.586	1.230	0.910	1.034	1.786	1.177	1.049	0.804	0.985	0.864	0.755	0.662	1.339	0.892
1971	0.788	0.774	0.851	1.060	0.798	0.602	0.585	1.701	1.395	0.977	1.064	0.714	0.830	0.768	0.490	0.555	0.517
1972	0.781	1.741	0.590	0.481	0.707	0.707	0.684	2.059	1.243	0.703	0.720	0.882	0.499	0.742	0.563	1.862	1.378
1973	1.075	1.745	1.312	2.542	1.212	1.232	0.688	1.544	1.140	1.179	1.737	2.570	1.136	0.767	1.483	3.608	3.608
1974	2.209	1.423	1.640	1.017	0.546	1.375	0.810	1.647	1.232	0.711	1.170	1.358	1.215	1.337	1.316	2.091	2.091
1975	0.699	0.520	0.944	0.911	1.804	1.106	1.413	1.076	0.473	0.294	1.024	0.972	0.918	1.100	0.467	0.325	1.623
1976	0.461	0.732	0.381	0.585	1.804	1.106	1.413	0.484	0.867	0.368	0.370	0.492	0.404	0.675	0.395	0.607	0.383
1977	0.461	0.391	0.159	0.995	0.986	0.986	0.521	0.768	0.521	0.264	0.816	0.779	0.573	0.991	0.354	0.307	0.302
1978	0.637	1.214	1.008	0.739	0.622	1.006	1.289	1.503	1.062	1.186	0.609	0.943	1.503	0.824	0.631	0.576	0.750
1979	0.614	0.757	1.072	1.114	0.537	1.363	0.482	0.979	1.642	3.631	1.870	1.028	1.131	0.775	1.105	1.105	1.105
1980	1.012	0.948	0.822	0.856	0.978	1.276	1.510	1.216	0.979	1.265	0.816	1.128	0.412	0.865	1.191	0.538	0.538
1981	0.981	0.948	0.774	0.857	0.978	1.276	1.510	1.216	0.979	1.265	0.816	1.128	0.412	0.865	1.191	0.538	0.538
1982	0.981	0.881	0.954	0.436	0.615	1.258	0.935	1.002	0.837	0.954	0.438	0.325	1.147	0.970	1.138	0.724	0.724
1983	0.874	0.606	0.799	0.749	0.462	1.051	0.649	0.735	0.943	0.594	0.438	0.325	1.147	0.970	1.138	0.724	0.724
1984	0.898	0.416	0.587	0.491	0.595	0.451	0.561	0.867	1.366	1.113	0.674	0.363	0.397	1.146	0.614	4.177	4.177
1985	0.622	0.641	0.593	0.414	0.847	0.451	1.264	0.660	1.366	1.113	0.674	0.363	0.397	1.146	0.614	4.177	4.177
1986	0.564	0.736	0.528	0.616	0.419	0.661	0.741	0.660	0.402	1.863	0.805	0.590	1.142	0.812	0.404	0.440	0.440
1987	1.470	0.797	0.922	0.321	0.492	0.372	0.525	0.587	0.615	0.863	0.138	0.590	0.732	0.868	0.426	0.598	0.598
1988	1.038	1.157	1.197	1.026	1.023	0.618	1.844	0.680	0.537	0.713	0.160	0.481	0.186	0.810	0.282	0.920	0.323
1989	0.677	0.552	0.421	0.962	1.446	1.156	1.995	0.920	0.848	0.903	0.231	0.402	0.582	0.732	0.846	0.819	0.323
1990	0.609	0.282	0.282	0.275	0.282	0.282	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1991	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1992	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1993	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1994	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1995	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1996	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1997	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1998	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
1999	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2000	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2001	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2002	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2003	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2004	0.618	0.413	0.413	0.335	0.413	0.413	0.926	0.379	0.713	0.903	0.231	0.384	0.582	0.458	0.421	0.653	0.653
2005	1.620	2.697	4.196	7.474	4.300	4.300	1.695	4.392	7.011	2.251	7.274	3.604	5.328	7.274	3.604	5.328	5.328

Tabla 3.10. Gastos Modulados Incluyendo el Evento de 2005

En la tabla 3.11 se presentan los resultados de los ajustes, tanto individual como regional, sin considerar el evento de 2005, y en la tabla 3.12 se presentan los resultados considerando el evento de 2005.

Al comparar los resultados obtenidos a nivel individual con el regional sin considerar el evento de 2005, lo primero que destaca es un aumento notorio en la estimación de eventos para periodos de retorno por encima de los 50 años en algunas estaciones. Esta situación se presenta debido a que en dichas estaciones el mejor ajuste individual fue la función de distribución Gumbel, por lo que el ajuste regional por medio de la función doble Gumbel tiene un crecimiento mayor, y aunque el mejor ajuste resultó ser de tipo Gumbel no debe desecharse el análisis regional, pues como su nombre indica refleja el comportamiento de toda una región por lo que en esos sitios en particular la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, así estos no hayan sido registrados hasta ahora, es alta.

Los ajustes individuales incluyendo el evento de 2005 no muestran cambios significativos para estaciones como Cahuacan y Cacaluta, en las que los eventos de 2005 no constituyen valores extraordinarios con respecto a los antes registrados; caso contrario al de la mayoría de las estaciones donde ese evento supera notoriamente todos los registros anteriores de la estación, causando que los nuevos ajustes sean de tipo doble Gumbel, mientras que sin considerar este evento el mejor ajuste era tipo Gumbel.

Si se comparan los ajustes regional e individual considerando el evento de 2005, se encuentra que para algunas estaciones el ajuste individual es mayor que el regional debido al valor tan grande de 2005, que ocasionó que los ajustes se levantaran drásticamente, tratando de ajustarse a este valor. Pero para la mayoría de las estaciones el ajuste regional presenta eventos de diseño mayores a los individuales.

El ajuste regional presenta una ventaja importante frente al ajuste individual al considerar el evento de 2005, y es que al aprovechar toda la información de la región se logra disminuir la incertidumbre y se cuenta con cierta estabilidad para la estimación de eventos, que al hacerlo individualmente esta incertidumbre es bastante grande, debido a que en muchas de las estaciones el comportamiento del ajuste en la segunda población está condicionado por tan solo un valor.

Como se esperaba, el análisis regional incluyendo el evento de 2005 presenta un ajuste con valores estimados mucho mayores que sin incluirlo, la presencia de valores modulados tan grandes como fueron los de las estaciones Coapa, San Nicolás y Pijiapan, fueron los que tuvieron mayor influencia en el comportamiento del ajuste.

Considerando que la incertidumbre asociada a la estimación de los eventos de 2005 es pequeña gracias al esfuerzo en su determinación, y que toda la región en estudio es homogénea, se recomiendan los eventos estimados por la técnica regional estaciones año, incluyendo el evento de 2005, para el diseño de obras.

INDIVIDUAL		Cahuacan	Suchiate II	Huixtla	Pijijiapan	Tonalá	Novillero	Jesús	San Diego	Cacalutá	Cintalapa	Coapa	Margaritas	Despoblado	Huehuetán	San Nicolás	Talisman	Majapaso
Tr	DG	DG	DG	G.mv	DG	DG	G.mv	G.m	G.mv	DG	DG	G.mv	DG	G.mv	G.mv	DG	DG	DG
2	165.9	888.2	292.2	289.5	130.7	238.1	65.4	65.4	214.8	168.8	169.9	183.2	176.3	286.9	381.7	100.4	242.2	222.0
5	235.2	1265.4	426.7	399.0	211.2	338.6	91.1	91.1	312.6	261.3	257.2	300.5	326.0	416.3	497.2	158.6	366.3	434.4
10	313.1	1616.1	515.7	520.9	292.3	405.1	108.1	108.1	377.3	342.6	351.8	378.1	508.5	501.9	573.7	232.4	492.1	767.3
20	424.5	1938.9	601.0	755.2	520.3	468.9	124.4	124.4	439.4	428.8	594.2	452.6	668.1	584.1	647.0	316.0	909.3	1082.8
50	553.7	2313.2	711.5	1251.8	997.3	551.5	145.6	145.6	519.8	537.6	993.6	549.0	854.7	690.5	742.0	402.7	1794.3	1444.2
100	641.6	2579.5	794.4	1605.6	1321.7	613.5	161.4	161.4	580.1	616.6	1287.2	621.2	988.7	770.2	813.1	481.8	2385.2	1702.1
200	725.9	2839.5	876.9	1945.0	1633.9	675.1	177.1	177.1	640.1	694.1	1531.5	693.2	1120.2	849.6	884.0	518.6	2951.7	1954.6
500	835.2	3179.8	985.7	2386.0	2039.3	756.5	197.9	197.9	719.3	795.8	1874.9	788.2	1292.6	954.4	977.5	592.6	3687.4	2285.3
1000	916.9	3436.7	1068.0	2714.3	2343.3	818.0	213.7	213.7	779.1	872.2	2131.5	859.9	1422.3	1033.6	1048.2	648.3	4235.1	2532.7
2000	998.7	3695.0	1150.2	3042.7	2645.7	879.5	229.4	229.4	838.9	949.1	2390.9	931.7	1552.0	1112.7	1118.9	703.6	4782.7	2781.4
5000	1108.2	4024.3	1258.9	3475.6	3051.1	960.8	250.2	250.2	918.0	1050.4	2735.0	1026.5	1723.0	1217.4	1212.3	775.4	5504.9	3109.4
10000	1187.3	4274.1	1341.1	3807.5	3343.6	1022.2	265.9	265.9	977.8	1124.8	2983.2	1098.2	1854.1	1296.5	1282.9	829.0	6058.6	3360.8

REGIONAL		Cahuacan	Suchiate II	Huixtla	Pijijiapan	Tonalá	Novillero	Jesús	San Diego	Cacalutá	Cintalapa	Coapa	Margaritas	Despoblado	Huehuetán	San Nicolás	Talisman	Majapaso
Tr	VR _{mod}	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media
2	0.88	161.0	870.6	278.3	272.7	142.7	222.7	61.8	205.5	168.3	179.1	179.1	202.6	271.8	352.4	105.2	282.0	323.7
5	1.29	236.0	1276.2	407.9	399.8	209.2	326.4	90.5	301.2	246.6	262.5	262.5	296.9	398.5	516.6	154.3	384.1	474.5
10	1.6	292.7	1582.9	506.0	495.9	259.5	404.9	112.3	373.6	305.9	325.6	325.6	368.3	494.3	640.7	191.3	476.4	588.5
20	1.95	356.8	1929.2	616.7	604.3	316.3	493.4	136.9	455.3	372.8	396.8	396.8	448.9	602.4	780.9	233.2	580.6	717.3
50	2.61	477.5	2582.1	825.4	808.9	423.3	660.5	183.2	609.4	499.0	531.1	531.1	600.8	806.3	1045.2	312.1	777.1	960.1
100	3.28	600.1	3244.9	1037.3	1016.5	531.9	830.0	230.2	765.8	627.1	667.5	667.4	755.0	1013.2	1313.5	392.2	976.6	1206.5
200	3.97	726.3	3927.6	1255.5	1230.4	643.9	1004.6	278.6	927.0	759.1	807.9	807.8	913.8	1226.4	1589.8	474.7	1182.0	1460.3
500	4.83	883.7	4778.4	1527.4	1496.9	783.3	1222.2	339.0	1127.8	923.5	982.9	982.8	1111.8	1492.0	1934.2	577.6	1438.1	1776.7
1000	5.47	1000.7	5411.5	1729.8	1695.2	887.1	1384.2	383.9	1277.2	1045.8	1113.2	1113.1	1259.1	1689.7	2190.5	654.1	1628.6	2012.1
2000	6.1	1116.0	6034.8	1929.0	1890.5	989.3	1543.6	428.1	1424.3	1166.3	1241.4	1241.3	1404.1	1884.4	2442.8	729.4	1816.2	2243.8
5000	6.92	1266.0	6846.0	2188.4	2144.6	1122.3	1751.1	485.7	1615.8	1323.1	1408.3	1408.1	1592.9	2137.7	2771.2	827.5	2060.3	2545.4
10000	7.55	1381.3	7469.3	2387.6	2339.8	1224.5	1910.5	529.9	1762.9	1443.5	1536.5	1536.3	1737.9	2332.3	3023.5	902.8	2247.9	2777.2

Tabla 3.11. Eventos de Diseño Individual y Regional sin Considerar el Evento de 2005

3.3. Análisis de Lluvias Máximas

Al igual que el análisis de gastos máximos, el análisis de lluvias máximas se desarrolla con el objeto de estimar eventos de diseño, a los que se llega por medio de modelos lluvia escurrimiento, en los que se parte del conocimiento o estimación de la lámina de lluvia y con base en las características fisiográficas y edafológicas de la cuenca se modela el escurrimiento.

La precipitación está caracterizada por tres variables que son, la altura o lámina de precipitación, la duración y la frecuencia de la tormenta. Estas tres variables determinan la magnitud, la intensidad de la tormenta, que esta asociada al tiempo de concentración y por consiguiente el gasto máximo y el volumen del evento, y la periodicidad con que determinada tormenta se espera que ocurra o sea excedida por lo menos una vez en promedio.

El análisis de lluvias máximas se lleva a cabo de manera análoga al análisis de gastos máximos, aplicando una análisis de frecuencia de eventos máximos anuales y en una segunda etapa, se analizan eventos particulares con el propósito de aplicar modelos lluvia escurrimiento que permitan la calibración y determinación del comportamiento de la cuenca.

Los registros de lluvias máximas anuales fueron extraídos de la base de datos ERIC (Extractor Rápido de Información Climatológica) publicada por el IMTA, la cual fue elaborada a partir de la base de datos CLICOM del Servicio Meteorológico Nacional, perteneciente a la Comisión Nacional del Agua, y cuenta con información de nueve variables meteorológicas hasta el año de 1999.

Debido a que la información extraída de esta base de datos presentaba ciertas irregularidades en algunos de los registros, y eran muchos los datos faltantes; se visitó la gerencia regional de la CNA en Tuxtla Gutiérrez con el objeto de ampliar la información de precipitaciones.

Las estaciones pluviométricas que hacen parte del estudio son 18 y se ubican a lo largo de toda la costa como lo ilustra la figura 3.7, donde se presenta además las medias de las lluvias máximas anuales para cada estación. Sus principales características se presentan en la tabla 3.13.

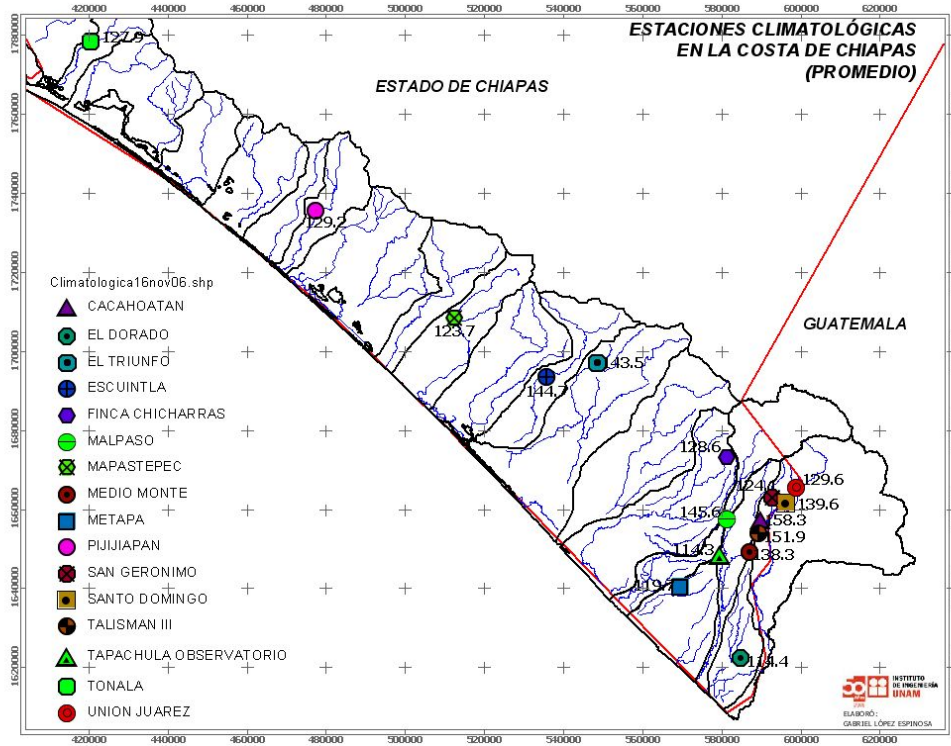


Figura 3.7. Estaciones Climatológicas en la Costa de Chiapas

Nombre	Clave	Latitud	Longitud	Elevación (m)
Cacahoatan	7018	14° 59'	92° 10'	350
El Dorado	7045	14° 40'	92° 11'	9
Finca El Triunfo	7048	15° 20'	92° 31'	971
Escuintla	7053	15° 16'	92° 38'	110
Finca Chicharras	7057	15° 06'	92° 15'	1264
Ignacio Lopez Rayon	7078	14° 37'	92° 12'	7
Malpastepec	7113	15° 26'	92° 54'	32
Medio Monte, Tuxtla	7116	14° 53'	92° 11'	190
Metapa	7117	14° 51'	92° 12'	93
Motozintla	7119	15° 22'	92° 14'	1728
Pijijiapan	7129	15° 42'	94° 11'	38
San Jerónimo	7146	15° 03'	92° 10'	612
Santo Domingo	7157	15° 02'	92° 05'	1300
Talismán	7166	14° 57'	92° 07'	148
Unión Juárez	7172	15° 04'	92° 03'	1710
Malpaso	7191	14° 57'	92° 16'	303
Tapachula	7200	14° 56'	92° 16'	179
Tonalá	7201	16° 05'	93° 42'	17

Tabla 3.13. Características Generales de las estaciones Pluviométricas

Para algunas estaciones no fue posible recopilar los registros de lluvia de todo el año, pero pudo constatar de la información recuperada que el evento máximo se presenta el mismo día que en otras estaciones, por lo que se tomó este registro como el máximo anual.

El resultado obtenido después de la recopilación y la validación de la información se presenta en la tabla de lluvias máximas anuales (tabla 3.14), donde se indica además el mes en que se presentó el máximo y los estadísticos para cada estación. Los registros están comprendidos entre los años 1951 y 2005.

Un análisis más exhaustivo de las estaciones climatológicas muestra que la estación Motozintla no hace parte del mismo patrón meteorológico que las demás estaciones, debido a que el valor promedio de precipitación está muy por debajo al de las demás y su coeficiente de variación no hace parte del rango común que estas comparten. Estos hechos se dan por causa de su ubicación geográfica, ya que esta ubicada del lado opuesto de la sierra, que se extiende a lo largo de la costa. Por estos motivos se decidió remover esta estación del análisis.

Caso similar ocurre con la estación López Rayón, que aunque esta ubicada dentro de la cuenca en estudio, presenta el segundo valor de coeficiente de variación mayor, igualmente alejado de los valores promedio de toda la región. Por otra parte, al hacer una revisión de los registros, se encuentra un amplio intervalo de valores anómalos que no llegan a representar ni el 20% de la media, que dentro de la región es muy inferior a las medias de las otras 16 estaciones. Por estos motivos y dado que en donde se ubica esta estación se cuenta con un gran número de estaciones, se prescindió de ella para el análisis.

La estación Pijijiapan que presenta un coeficiente de variación de 0.52, muy similar al de la estación López Rayón se mantuvo dentro del análisis debido a que en la zona en que se ubica no se encuentran estaciones cercanas que caractericen esa zona particular.

Al igual que en el análisis de gastos máximos, se aplica un análisis de frecuencias empleando las mismas funciones de distribución y los mismos métodos de estimación de parámetros, salvo que en este caso se aplicará una sola vez a todos los registros, incluyendo los registros del evento de 1998 y de 2005. La tabla 3.15 presenta los errores estándar de ajuste de cada función de distribución empleada y según este criterio de bondad de ajuste se indica la función de distribución y el método de estimación de parámetros de mejor ajuste.

Estación	Normal		Log Normal 2		Log Normal 3		Gumbel		Exponencial		Gamma 2P		Gamma 3P		Doble G.
	M	MV	M	MV	M	MV	M	MV	M	MV	M	MV	M	MV	
Cacahoatan	10.89	10.89	6.37	6.88	6.38	45.24	5.98	5.72	9.71	99.47	7.44	8.18	6.27	6.17	7.48
Chicharra	14.58	14.58	9.50	10.76	9.06	47.71	9.11	10.80	9.33	72.62	10.79	11.96	8.75	7.82	8.67
El Dorado	21.44	21.44	14.53	16.07	12.87	16.24	14.92	16.48	13.24	57.92	16.74	26.78	14.27	16.93	11.95
Escuintla	34.72	34.72	24.50	28.99	19.60	37.22	25.39	30.32	20.31	74.08	27.93	29.97	21.60	24.50	17.36
Finca Triunfo	18.56	18.56	11.35	13.36	10.83	14.33	11.19	14.03	10.49	73.81	13.25	14.96	10.48	9.97	11.51
Malpaso	10.93	10.93	6.23	7.09	6.25	43.25	5.92	6.61	8.93	87.37	7.28	5.99	8.25	5.53	7.13
Mapastep	22.73	22.73	18.44	19.49	16.93	19.47	18.10	18.82	17.23	67.32	19.89	20.76	18.54	19.96	16.44
Medio monte	20.42	20.42	16.34	17.61	14.23	24.61	15.54	16.55	14.79	82.73	17.73	18.43	16.04	17.19	13.79
Metapa	19.90	19.90	11.46	13.67	10.15	14.35	11.94	14.76	9.16	59.71	13.98	15.70	10.11	13.83	8.32
Pijijiapan	38.15	38.15	25.15	31.03	21.93	20.36	28.07	33.55	22.56	55.56	29.20	32.56	24.20	28.14	19.39
San Jeronimo	20.97	20.97	13.00	14.49	11.95	14.83	13.44	15.41	11.54	62.38	15.28	16.58	12.20	15.11	11.54
Sto Domingo	9.17	9.17	7.15	6.69	7.03	6.62	7.46	6.82	12.42	85.02	7.02	7.16	7.02		8.52
Talisman	18.30	18.30	12.16	13.89	10.18	36.70	11.23	13.13	10.28	89.90	14.11	15.16	10.58	12.23	9.57
Tapachula	10.00	10.00	5.85	6.93	5.15	43.51	5.09	6.82	5.40	71.00	7.02	7.69	4.73	4.92	4.34
Tonala	21.01	21.01	11.28	13.39	12.04	15.61	12.17	16.69	10.22	55.15	12.72	15.45	10.96	9.84	7.02
Union	18.75	18.75	11.18	12.66	10.39	13.24	11.40	13.35	11.07	66.34	13.23	14.73	11.03	12.25	11.39

Tabla 3.15. Error Estándar de Funciones de Distribución Aplicadas Individualmente

Como se observa, los coeficientes de variación de las estaciones pluviométricas están enmarcados dentro del mismo orden de magnitud (entre 0.28 y 0.52), que como se mencionó en el análisis de gastos, coeficientes de variación de estas magnitudes indican una alta dispersión de los registros, ocasionada en este caso particular por la ocurrencia de eventos extremos máximos de precipitación. Por otro lado, al analizar la distribución espacial de los coeficientes de variación (figura 3.8), se aprecia que esta distribución no está enmarcada por un patrón definido o tendencia, que indique que el comportamiento de la precipitación de una cuenca a otra está cambiando gradualmente por efecto de alguna variable, como puede ser la variación de la orografía.

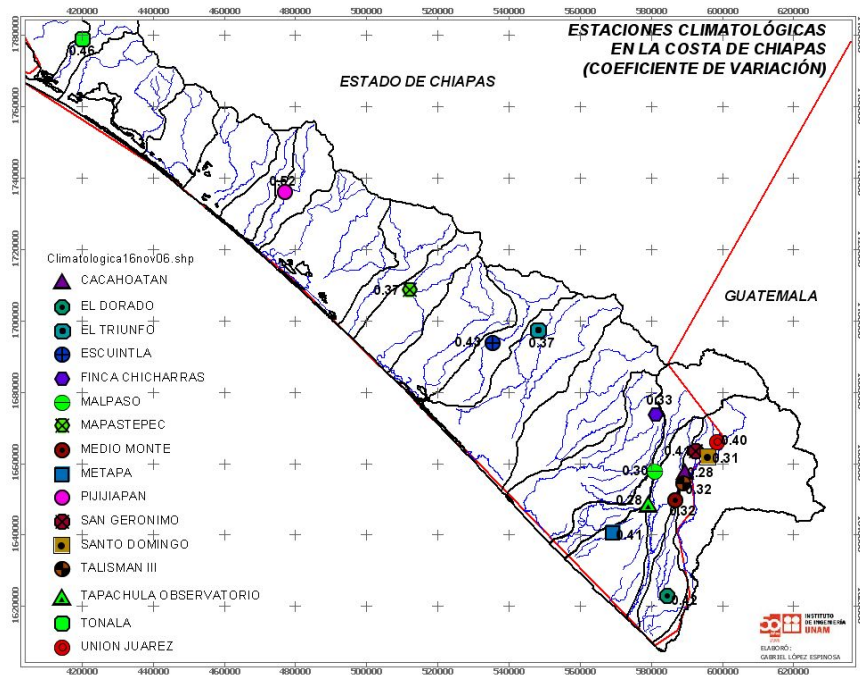


Figura 3.8. Coeficientes de Variación de Precipitación en la Costa de Chiapas

Estos hechos, agregados a que casi el total de los ajustes individuales sean de tipo doble Gumbel, constatan lo afirmado en el análisis de gastos máximos y en estudios anteriores acerca de la homogeneidad de la región costera de Chiapas y el tipo de comportamiento que presenta.

3.3.1. Análisis Regional de Lluvias Máximas

De la misma manera como se procedió en el análisis de gastos máximos se aplicará la técnica regional de estaciones año. Los valores modulados de lluvias máximas anuales de cada estación están registrados en la tabla 3.16.

Se forma un registro único con todos los valores modulados, exceptuando los pertenecientes a las estaciones Lopez Rayón y Motozintla, debido a que sus coeficientes de variación no se consideran dentro del patrón que rige a la región.

Aunque ya se ha mostrado que la región tiene un comportamiento de tipo doble Gumbel, se ajustan a la muestra modulada las funciones de distribución Gumbel y doble Gumbel con el objeto de establecer una comparación gráfica entre los resultados de ambas funciones.

Año	7018 Cachaotatan Hp(mm) Mes	7057 Chicharra Hp(mm) Mes	7045 El Dorado Hp(mm) Mes	7053 Escuinilla Hp(mm) Mes	7048 Fina Triunfo Hp(mm) Mes	7078 Ignacio Lopez Hp(mm) Mes	7191 Melbaso Hp(mm) Mes	7113 Malpastep Hp(mm) Mes	7116 Medio monte Hp(mm) Mes	7117 Metapa Hp(mm) Mes	7119 Motoczinilla Hp(mm) Mes	7129 Pilljapan Hp(mm) Mes	7146 San Jeronimo Hp(mm) Mes	7157 Sto Domingo Hp(mm) Mes	7166 Talisman Hp(mm) Mes	7200 Tapachula Hp(mm) Mes	7168 Tonala Hp(mm) Mes	7172 Union Hp(mm) Mes
1951	122.5	110.5	110.5	143.5	161.6	200.3	234.0	167.0	167.0	30.5	30.5	94.0	130.0	136.0	83.6	83.6	133.0	133.0
1952	165.0	55.0	158.0	132.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	32.0	32.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	186.0	186.0
1953	285.6	132.0	132.0	143.5	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	52.4	52.4	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	210.0	210.0
1954	160.8	111.0	78.0	132.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	52.4	52.4	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	200.0	200.0
1955	136.8	111.0	155.5	132.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	52.4	52.4	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	93.6	93.6
1956	123.7	99.5	90.0	197.4	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	76.5	76.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	108.0	108.0
1957	122.9	80.5	140.8	197.4	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	76.5	76.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	120.0	120.0
1958	120.9	102.0	74.2	197.4	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	23.5	23.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	95.3	95.3
1959	225.8	227.5	300.0	118.3	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	45.2	45.2	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	65.2	65.2
1960	149.4	99.4	300.0	118.3	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.0	65.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	52.6	52.6
1961	140.5	132.6	143.7	142.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.0	65.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	52.6	52.6
1962	142.5	124.5	120.0	142.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.0	65.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	79.0	79.0
1963	280.0	204.5	225.5	137.8	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	50.2	50.2	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	104.0	104.0
1964	265.0	204.5	225.5	137.8	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	50.2	50.2	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	104.0	104.0
1965	141.0	90.3	57.7	140.1	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	44.0	44.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1966	118.0	122.3	90.2	120.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	42.5	42.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1967	111.8	100.9	102.0	120.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	42.5	42.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1968	138.0	38.8	97.2	107.3	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	33.0	33.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1969	183.0	104.5	102.0	107.3	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	33.0	33.0	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1970	126.0	50.0	83.2	100.0	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.5	65.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1971	146.0	115.8	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.5	65.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1972	160.8	122.4	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	65.5	65.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1973	180.0	33.5	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1974	200.0	246.3	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1975	157.0	77.7	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1976	157.0	113.5	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1977	160.0	113.5	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1978	124.0	153.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1979	84.1	135.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1980	142.5	117.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1981	146.0	115.8	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1982	160.8	103.5	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1983	96.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1984	125.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1985	125.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1986	121.4	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1987	169.3	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1988	141.8	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1989	135.8	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1990	171.3	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1991	92.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1992	220.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1993	104.8	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1994	157.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1995	210.1	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1996	132.6	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1997	183.4	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1998	148.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
1999	180.2	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2000	193.5	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2001	132.4	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2002	156.8	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2003	87.8	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2004	89.5	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2005	259.7	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
2006	259.7	146.0	146.8	120.2	132.0	158.0	148.2	103.4	103.4	43.5	43.5	101.0	120.0	136.0	80.0	80.0	90.5	90.5
Media	158.28	128.55	114.39	144.67	143.47	96.94	145.58	123.67	138.30	119.67	55.67	129.19	124.12	139.62	151.90	114.26	127.85	129.59
desv est	44.5																	

Los ajustes resultantes para las funciones de distribución Gumbel y doble Gumbel se presentan en la figura 3.9, y los parámetros y el error estándar del ajuste se presentan en la tabla 3.17.

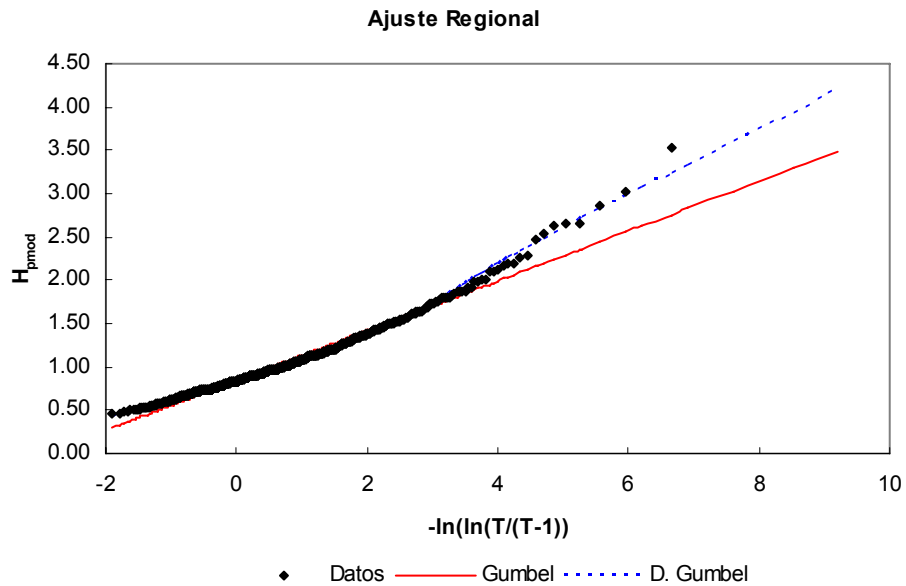


Figura 3.9. Ajuste Regional de Precipitaciones. Tipo Gumbel y Doble Gumbel

	p	α_1	β_1	α_2	β_2	EE
D. Gumbel	0.9690	4.3795	0.8405	2.6763	2.0568	0.0201
Gumbel		3.4804	0.8427			0.064

Tabla 3.17. Parámetros del Ajuste Regional

De la inspección gráfica de estos ajustes se aprecia que la función de probabilidad Gumbel subestima los eventos de diseño a medida que crece el periodo de retorno, y que la función de distribución doble Gumbel se ajusta mucho mejor a los registros, lo que se corrobora con el valor del error estándar de 0.02 para la función doble Gumbel y de 0.064 para la función Gumbel. Por tal motivo, en la tabla 3.18 se presentan los valores estimados de lluvia para diferentes periodos de retorno de modo regional solo con la función doble Gumbel, y se presentan además los ajustes individuales.

INDIVIDUAL		Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	F. Triunfo	Malpaso	Mapastep	Med. Monte	Metapa	Pijijapan	S. Jeronimo	Sto Domingo	Tajisman	Tapachula	Tonala	Union
Tr	G	GM.3 mv	GM.3 mv	DG	DG	DG	GM.3 mv	DG	DG	DG	DG	DG	LN.3 mv	DG	DG	DG	LN.3 mv
2	150.6	116.1	103.8	130.5	130.0	133.3	137.5	127.8	106.8	112.7	112.0	133.2	138.7	105.0	110.1	120.9	
5	190.6	159.4	139.0	168.7	177.4	145.0	177.7	159.7	145.5	156.8	153.8	175.1	175.8	142.8	172.3	163.4	
10	217.0	190.1	170.4	204.0	230.2	173.7	203.8	188.4	190.0	198.7	191.3	201.8	221.4	165.3	231.3	191.4	
20	242.4	219.6	219.6	276.6	271.6	228.0	227.1	236.3	238.9	280.1	238.6	226.8	271.0	184.3	261.2	218.1	
50	275.3	256.8	307.9	435.5	313.6	356.6	305.2	328.4	288.4	440.4	305.6	258.7	317.8	207.5	293.8	252.7	
100	299.9	282.9	371.4	539.1	342.4	449.9	279.8	397.2	321.8	551.4	354.7	282.3	349.1	224.5	316.9	278.7	
200	324.4	306.4	431.6	636.3	370.4	539.1	300.4	463.1	354.0	657.4	402.6	305.8	379.2	241.3	339.5	305.0	
500	356.8	331.1	509.0	761.0	406.8	654.5	325.6	548.3	395.6	794.5	464.8	336.9	418.1	263.4	368.9	340.1	
1000	381.2	344.3	566.5	854.0	434.2	740.4	342.2	611.8	426.7	896.6	511.6	360.8	447.3	279.9	390.9	367.6	
2000	405.7	352.6	624.0	946.6	461.1	825.6	355.8	675.4	458.1	998.7	558.1	385.0	476.3	296.6	413.0	395.5	
5000	438.0	358.9	701.0	1069.1	497.0	941.9	368.6	758.7	499.2	1132.3	618.5	414.8	514.3	318.2	442.1	430.4	
10000	462.4	361.3	757.6	1160.3	524.3	1021.2	374.6	821.4	530.1	1232.9	664.6	440.4	543.3	334.9	464.2	460.6	
REGIONAL		Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	F. Triunfo	Malpaso	Mapastep	Med. Monte	Metapa	Pijijapan	S. Jeronimo	Sto Domingo	Tajisman	Tapachula	Tonala	Union
Tr	VR med	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media	Media
2	0.93	147.2	119.6	106.4	134.5	133.4	135.4	128.6	111.3	120.2	115.4	129.8	141.3	106.3	118.9	120.5	
5	1.22	193.1	156.8	139.6	176.5	175.0	177.6	168.7	146.0	157.6	151.4	170.3	185.3	139.4	156.0	158.1	
10	1.43	226.3	183.8	163.6	206.9	205.2	208.2	197.8	171.1	184.7	177.5	199.7	217.2	163.4	182.8	185.3	
20	1.71	270.7	219.8	195.6	247.4	245.3	248.9	236.5	204.6	220.9	212.3	238.8	259.7	195.4	218.6	221.6	
50	2.14	338.7	275.1	244.8	309.6	307.0	311.5	296.0	256.1	276.5	265.6	298.8	325.1	244.5	273.6	277.3	
100	2.44	386.2	313.7	279.1	353.0	350.1	355.2	337.5	282.0	315.2	302.9	340.7	370.6	278.8	312.0	316.2	
200	2.72	430.5	349.7	311.2	393.5	390.2	396.0	376.2	325.5	351.4	337.6	379.8	413.2	310.8	347.8	352.5	
500	3.07	485.9	394.7	351.2	444.1	440.4	446.9	424.6	367.4	396.6	381.1	428.6	466.3	350.8	392.5	397.8	
1000	3.33	527.1	428.1	380.9	481.8	477.7	484.8	460.5	398.5	430.2	413.3	464.9	505.8	380.5	425.7	431.5	
2000	3.59	568.2	461.5	410.7	519.4	515.1	522.6	496.5	429.6	463.8	445.6	501.2	545.3	410.2	459.0	465.2	
5000	3.93	622.0	505.2	449.6	568.6	563.8	572.1	543.5	470.3	507.7	487.8	548.7	597.0	449.0	502.5	509.3	
10000	4.19	663.2	538.6	479.3	606.2	601.1	610.0	579.5	501.4	541.3	520.1	585.0	636.4	478.7	535.7	543.0	

Tabla 3.18. Precipitaciones de Diseño Individual y Regional

Un análisis complementario de las estimaciones obtenidas a nivel individual y regional se logra al hacer un gráfico que presente la dispersión de los puntos coordinados formados por los valores estimados de lluvia para 10.000 años periodo de retorno por el método regional (abscisa), y los estimados por el ajuste individual (ordenadas) para cada una de las estaciones (figura 3.10), y trazar sobre éste una línea a 45 grados que representa el caso en que ambos ajustes arrojaron el mismo valor estimado.

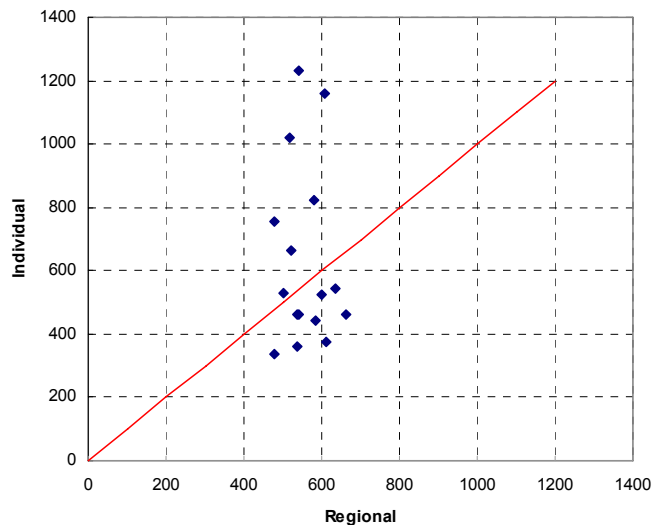


Figura 3.10. Comportamiento del Ajuste Regional de Precipitaciones Frente al Ajuste Individual

El hecho de que los puntos se encuentren distribuidos balanceadamente por encima y por debajo de la diagonal es prueba de la estabilidad del método regional, ya que el método individual muestra una alta dispersión, contrario a lo que sucede con el método regional.

Los ajustes individuales son fuertemente condicionados por los eventos extraordinarios existentes en sus registros, pero llevan una gran incertidumbre asociada debido a que los registros de este tipo tan solo están presentes una vez para muchas de las estaciones, por lo que el ajuste logrado está limitado a un solo evento, y no considera la ocurrencia de eventos por encima o por debajo, que por el carácter aleatorio de la variable que se modela, ocurrieron antes del periodo de registro o se espera que ocurran. Por este motivo, se genera una alta dispersión en los eventos de diseño, cuando lo que se espera es que las precipitaciones sean similares en magnitud de una estación a otra, puesto que se ha demostrado que toda la región pertenece al mismo patrón de precipitación.

Al contrario de lo que sucede con los ajustes de tipo individual, el ajuste regional transfiere los registros de cada estación a un solo grupo, creando un conjunto de información que goza de un número importante de registros extraordinarios, con los que se puede lograr un ajuste con menor incertidumbre mucho más representativo del comportamiento de la precipitación. Además, como se observa de la gráfica y como se esperaba para la variable de precipitación, la dispersión de las estimaciones es pequeña, es decir que de un lugar a otro se esperan precipitaciones similares, del mismo orden de magnitud.

Estudios desarrollados con registros de precipitación de un gran número de estaciones, casi todas ellas ubicadas en Estados Unidos, muestra que las lluvias diarias en 24 horas, registradas en un intervalo de observación fijo deben ser modificadas por un factor de 1.14 para que representen la precipitación máxima verdadera que se presenta en un intervalo de 24 horas (Weiss, 1964). Puesto que el análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales se aplicó a registros de 24 horas, tomados en intervalos fijos con lectura de precipitación a las 8 a.m., se multiplican los resultados obtenidos por medio del análisis regional por el factor de 1.14. Estos valores de precipitación ajustada para diferentes periodos de retorno se presentan en la tabla 3.19.

Este factor de ajuste no es un valor de aplicación general, sino que por el contrario obedece a condiciones particulares, que varían de una región a otra. Por otra parte, estos estudios consideran que la precipitación se distribuye uniformemente en el intervalo de estudio, lo que en la mayoría de los casos no es cierto, ya que en general la lluvia se presenta de manera concentrada en un intervalo corto de duración y de manera recurrente en un horario similar, por lo que en rigor debería de determinarse su valor para cada región; pero debido a los esfuerzos y requerimientos necesarios para su determinación, se considera como tema de un nuevo estudio, y se empleará el factor de 1.14 en este caso.

INDIVIDUAL	Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	F. Triunfo	Majapaso	Mapastepec	Med. Monte	Metapa	Pijijiapan	S. Jeronimo	Sto Domingo	Talsman	Tapachula	Tonala	Union
Tr																
2	171.7	132.3	118.4	148.7	148.2	153.7	123.2	145.7	121.8	128.5	127.6	151.9	158.1	119.7	125.5	137.8
5	217.3	181.7	158.5	192.4	202.3	202.6	165.3	182.0	165.8	178.7	175.3	189.6	200.4	162.8	196.4	186.3
10	247.4	216.7	194.2	232.6	262.5	232.3	198.0	214.8	216.6	226.5	218.1	230.0	252.4	188.4	263.7	218.2
20	276.4	250.3	249.8	315.4	309.6	259.9	258.9	268.3	272.3	319.3	272.0	258.6	309.0	210.1	297.7	248.6
50	313.8	292.7	351.0	496.5	357.5	374.4	406.5	374.4	328.8	502.0	348.4	294.9	362.3	236.5	335.0	288.0
100	341.9	322.5	423.4	614.5	390.4	319.0	512.9	452.8	366.9	628.6	404.4	318.8	398.0	255.9	361.3	317.8
200	369.8	349.3	492.0	725.4	422.2	342.5	614.6	527.9	403.5	749.4	458.9	348.6	432.3	275.1	387.0	347.7
500	406.7	377.5	580.3	867.5	463.7	371.1	748.1	625.1	450.9	905.7	529.9	384.0	476.7	300.2	420.5	387.7
1000	434.6	392.5	645.8	973.5	495.0	390.1	844.0	697.4	486.5	1022.1	583.2	411.3	509.9	319.1	445.6	419.0
2000	462.5	402.0	711.4	1079.1	525.7	405.7	941.2	770.0	522.3	1138.6	636.2	438.8	542.9	338.1	470.9	450.9
5000	499.3	409.1	799.2	1218.8	566.5	420.2	1073.8	864.9	569.1	1290.8	705.1	472.9	586.3	362.7	504.0	490.7
10000	527.2	411.8	863.7	1322.8	597.7	427.1	1164.2	936.3	604.3	1405.5	757.6	502.0	619.4	381.8	529.2	525.0

REGIONAL	Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	F. Triunfo	Majapaso	Mapastepec	Med. Monte	Metapa	Pijijiapan	S. Jeronimo	Sto Domingo	Talsman	Tapachula	Tonala	Union
Tr																
2	157.8	136.3	121.3	153.4	152.1	154.3	131.1	146.6	126.9	137.0	131.6	148.0	161.0	121.1	135.5	137.4
5	220.1	178.8	159.1	201.2	198.5	202.5	172.0	192.3	166.4	179.7	172.6	194.2	211.3	158.9	177.8	180.2
10	258.0	209.6	186.5	235.8	233.9	237.3	201.6	225.5	195.1	210.6	202.3	227.6	247.6	186.3	208.4	211.2
20	308.6	250.6	223.0	282.0	279.7	283.8	241.1	269.6	233.3	251.9	242.0	272.2	296.1	222.7	249.2	252.6
50	386.1	313.6	279.1	352.9	350.0	355.2	301.7	337.4	292.0	315.2	302.8	340.6	370.6	278.7	311.9	316.1
100	440.3	357.6	318.2	402.4	399.1	405.0	344.0	384.7	332.9	359.4	345.3	388.4	422.5	317.8	355.6	360.5
200	490.8	398.6	354.7	448.6	444.9	451.4	383.5	428.8	371.1	400.6	384.9	432.9	471.0	354.3	396.4	401.8
500	554.0	449.9	400.4	506.3	502.1	509.5	432.8	484.0	418.8	452.2	434.4	488.7	531.6	399.9	447.5	453.5
1000	600.9	488.0	434.3	549.2	544.6	552.7	469.5	525.0	454.3	490.4	471.2	530.0	576.6	433.7	485.4	491.9
2000	647.8	526.1	468.2	587.2	587.2	595.8	506.1	566.0	489.8	528.7	508.0	571.4	621.7	467.6	523.2	530.3
5000	709.1	575.9	512.5	648.2	642.8	652.2	554.1	619.6	536.2	578.8	556.1	625.5	680.5	511.9	572.8	580.6
10000	756.0	614.0	546.4	691.0	685.3	695.4	590.7	660.6	571.6	617.1	592.9	666.9	725.5	545.8	610.7	619.0

Tabla 3.19. Precipitaciones Máximas Anuales de Diseño a Nivel Individual y Regional Ajustadas (1. 14)

3.3.2. Análisis de Tormentas

La aplicación de modelos lluvia escurrimiento requiere el estudio particular de una determinada tormenta, que cuente tanto con registros de precipitación como con los registros de gasto asociados, de modo que sea posible caracterizar la respuesta de la cuenca a un determinado impulso.

Para desarrollar este análisis se seleccionaron 8 tormentas que corresponden a fechas en las que se registraron láminas de precipitación extraordinarias y en respuesta, grandes escurrimientos en la mayoría de las estaciones hidrométricas a lo largo de la costa de Chiapas. Además, estas tormentas se seleccionaron entre muchas otras, por haber sido registradas de manera satisfactoria, tanto la precipitación como el gasto.

Para cada tormenta en particular se recopilaron los registros de lluvias en 24 horas del intervalo de días que se estima influyen en el hidrograma de respuesta de la cuenca. La tabla 3.20 muestra los eventos seleccionados y las precipitaciones en 24 horas, para el intervalo de duración de la tormenta, y al lado derecho de la tabla los promedios aritméticos para las estaciones en las que se contó con mediciones, además se resalta el día de mayor precipitación en cada estación.

	Cacahoatan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	Finca Triunfo	Majpaso	Mapastep	M.Monte	Metapa	Pijijapan	S. Jeronimo	S. Domingo	Talsman	Tapachula	Tonala	Union	SUMA	Prom
Oct-59	15	48.5	148.9	17.8	SD	SD	SD	153.3	32.0	87.0	72.5	87.0	62.1	37.2	SD	20.0	679.3	67.9
Oct-59	16	225.8	227.5	92.5	SD	SD	SD	215.3	12.5	26.3	21.0	26.3	234.5	90.6	SD	20.0	1166.0	116.6
Oct-59	17	87.6	63.5	122.8	SD	SD	SD	50.2	41.0	10.3	11.3	13.0	18.2	2.0	SD	23.0	450.9	45.1
Oct-59	18	5.0	8.2	2.5	SD	SD	SD	9.1	0.0	8.8	8.8	65.2	18.6	2.0	SD	4.0	123.4	12.3
		225.8	227.5	122.8	0.0	0.0	0.0	215.3	41.0	72.5	87.0	87.0	234.5	90.6	0.0	23.0		
Sep-63	20	40.0	113.9	137.8	48.0	80.0	30.0	47.1	28.5	78.3	37.5	78.3	74.0	3.5	21.0	68.5	878.3	54.9
Sep-63	21	145.0	204.5	115.4	161.6	136.6	141.0	155.0	128.7	140.3	80.4	80.4	150.3	134.6	204.0	81.3	2303.8	144.0
Sep-63	22	60.0	76.8	65.9	98.4	132.5	112.0	66.0	61.2	193.1	60.5	100.0	56.6	39.0	290.0	101.8	1583.3	99.0
Sep-63	23	18.5	10.3	6.5	32.9	3.5	29.0	1.1	1.1	10.2	2.0	10.2	2.0	0.1	11.0	91.5	256.1	16.0
Sep-63	24	0.0	2.9	6.3	3.0	1.0	2.5	0.5	0.9	11.5	2.8	11.5	0.9	21.5	5.0	20.3	100.1	6.3
Sep-63	25	48.9	106.5	45.3	31.6	30.0	40.3	34.0	13.0	86.3	100.0	49.0	60.7	67.5	101.1	873.2	54.6	
Sep-63	26	230.0	200.0	175.3	98.5	138.5	51.0	201.5	209.6	117.5	203.2	140.0	40.6	138.8	46.0	104.0	2311.5	144.5
Sep-63	27	36.0	32.4	28.6	9.9	57.4	9.0	45.0	58.3	24.5	38.2	100.0	32.6	3.3	26.0	102.1	620.8	38.8
Sep-63	28	7.5	0.7	3.5	3.4	1.0	3.2	4.8	10.1	11.8	16.5	38.9	8.0	0.2	3.5	16.5	160.6	10.0
		230.0	204.5	137.8	161.6	217.0	141.0	201.5	209.6	193.1	203.2	140.0	150.3	138.8	290.0	104.0		
Ago-73	22	28.0	25.6	26.5	25.2	0.0	51.5	0.0	30.1	6.0	5.3	5.3	0.0	6.5	20.0	11.0	236.7	15.8
Ago-73	23	56.0	10.7	18.4	33.2	15.8	31.9	17.2	69.1	89.0	30.2	30.2	11.3	11.4	4.9	92.0	492.6	32.8
Ago-73	24	100.0	89.5	32.8	143.4	63.5	41.0	32.7	43.6	102.1	25.0	30.0	27.4	7.6	0.8	41.8	781.2	52.1
Ago-73	25	35.0	88.0	49.5	71.8	35.3	6.0	8.2	12.5	73.0	35.0	35.0	10.0	3.6	87.0	38.3	568.1	37.2
Ago-73	26	52.0	18.5	8.8	51.0	8.2	1.6	11.5	20.0	19.1	37.0	28.0	1.0	4.0	16.2	117.5	394.4	26.3
Ago-73	27	110.0	37.3	17.0	36.4	43.0	7.0	7.7	2.3	2.2	1.6	6.0	8.5	14.1	0.3	60.7	354.1	23.6
Ago-73	28	85.0	54.6	135.3	14.4	78.5	46.0	58.2	20.8	38.5	45.5	33.3	18.5	38.2	27.5	23.8	718.1	47.9
Ago-73	29	120.0	21.0	36.4	22.7	4.4	22.0	21.7	4.9	40.0	12.0	55.0	28.7	42.8	12.4	14.0	458.0	30.5
Ago-73	30	60.0	12.9	78.6	12.1	110.0	69.0	111.0	72.5	68.5	95.0	36.5	101.0	104.2	43.8	133.0	1108.1	73.9
Ago-73	31	50.5	87.0	60.9	114.5	74.3	44.0	113.1	98.2	49.5	69.0	23.1	116.3	3.5	151.0	97.8	1162.7	78.8
		120.0	89.5	135.3	143.4	110.0	69.0	113.1	98.2	102.1	95.0	55.0	116.3	104.2	151.0	133.0		
Sep-74	19	20.0	15.5	6.0	10.2	14.1	7.7	20.5	0.0	1.5	14.0	22.0	23.6	101.2	14.1	21.8	292.2	19.5
Sep-74	20	200.0	246.3	146.0	207.8	207.5	129.3	167.9	0.0	239.1	1.4	150.0	139.5	19.8	142.8	174.4	2171.8	144.8
Sep-74	21	11.0	12.6	20.0	15.5	11.8	34.0	13.8	0.0	40.1	14.0	100.5	17.2	3.7	21.8	21.4	337.4	22.5
		200.0	246.3	0.0	207.8	207.5	129.3	167.9	0.0	239.1	14.0	150.0	139.5	101.2	142.8	174.4		
Ago-79	24	55.9	110.0	87.2	87.0	146.5	73.4	99.0	81.1	91.6	18.0	128.5	82.9	57.0	74.8	48.0	1287.0	80.4
Ago-79	25	36.4	67.0	28.9	41.3	52.0	81.5	28.5	20.1	128.2	33.0	41.0	53.0	0.0	68.9	54.4	782.7	48.9
Ago-79	26	4.7	6.5	0.0	0.0	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	0.5	0.0	0.0	16.9	1.1
		55.9	110.0	87.2	87.0	146.5	73.4	99.0	81.1	126.2	33.0	128.5	82.9	57.0	74.8	54.4		
Sep-88	1	214.8	100.0	186.2	113.8	160.0	161.5	58.7	0.0	43.8	63.0	60.5	146.0	207.9	30.0	120.0	1676.2	104.8
Sep-88	2	90.1	240.0	23.5	333.3	38.0	73.5	192.3	0.0	210.0	0.0	120.8	81.0	54.5	0.0	90.0	1447.0	90.4
Sep-88	5	18.8	100.0	6.3	56.7	0.0	10.5	87.2	0.0	120.0	38.0	40.5	20.1	11.5	1.9	56.3	567.8	35.5
Sep-88	4	13.3	102.0	1.2	39.7	0.0	12.3	23.7	0.0	22.4	18.0	30.3	11.1	5.4	10.3	60.0	349.7	21.9
Sep-88	5	7.1	30.0	3.6	13.3	23.0	16.8	19.2	0.0	10.5	28.0	18.5	7.0	6.9	15.6	0.0	207.0	12.9
		214.8	240.0	186.2	233.3	160.0	161.5	192.3	0.0	210.0	63.0	120.8	146.0	207.9	30.0	120.0		

Table 3.20. Análisis de Lluvias diarias

	Cachaostan	Chicharra	El Dorado	Escuintla	Finca Triunfo	Malpaso	Mapastepec	M.Monte	Metapa	Pijijiapan	S. Jeronimo S. Domingo	Talisman	Tapachula	Tonalá	Unión	SUMA	Prom	
Sep-98	1	3.3	26	13.9	SD	2.5	SD	19.4	1.5	12.5	12.5	20.5	5.6	20.5	54.5	201.7	14.4	
Sep-98	2	63.3	20	0	SD	0.1	SD	0	0	4.8	100.5	113.3	0	1.5	39.5	386.7	27.8	
Sep-98	3	1.1	30	2.5	SD	49.4	SD	64.7	1.5	10.8	5.4	6.2	0	19.3	2	196.9	14.1	
Sep-98	4	32.6	40	13.9	SD	19.8	SD	30.5	0	4.7	53.5	44.5	5	83.8	138	502.8	35.9	
Sep-98	5	26.3	70	26.2	SD	74.8	SD	107.2	0	24.7	18.3	22.4	3.8	20.7	6.5	493.9	35.3	
Sep-98	6	24.4	50	69.5	SD	313.5	SD	31.5	28	12.4	132	110.3	55.2	92.7	58.6	1123.6	80.3	
Sep-98	7	163.4	80	129.5	SD	175.5	SD	16.5	68	274	272.2	140.4	145.5	112.9	256	2216.0	158.3	
Sep-98	8	152.6	90	103.9	SD	133.4	SD	18.5	68.1	225.6	100.6	130.2	140.2	180.8	195	1779.1	127.1	
Sep-98	9	78.6	60	101.2	SD	17	SD	14	28	141.1	50.6	114.3	92.1	SD	125	1095.7	84.3	
Sep-98	10	0	20	6.5	SD	0	SD	58.2	0	32	6.3	11.4	0.5	SD	6.5	148.8	11.4	
Sep-98	11	0	10	0	SD	22.3	SD	10	0	0	0	0	0	SD	0.5	42.8	3.3	
Sep-98	12	0	0	0.1	SD	0	SD	7	0	0	25.3	44.4	1.7	0	6	87.5	6.7	
Sep-98	13	0	15	0	SD	41.7	SD	2.5	28	0	3.5	3	0	SD	10.5	104.2	8.0	
Sep-98	14	53.7	5	23.1	SD	40	SD	0	28.9	40	65.7	140.3	34.4	SD	29.5	551.0	42.4	
Sep-98	15	23.6	20.0	51.9	SD	3.0	SD	0.0	28.5	82.3	124.0	100.5	8.6	SD	28.0	505.7	35.9	
Sep-98	16	0.0	10.0	0.3	SD	10.2	SD	7.5	26.0	5.8	5.2	3.0	0.0	SD	7.5	75.5	5.8	
Sep-98	17	1.8	0.0	0.0	SD	11.3	SD	0.0	2.0	0.1	32.5	0.0	0.0	SD	109.0	195.0	15.0	
Sep-98	18	0.0	20.0	0.0	SD	4.7	SD	0.0	40.0	0.0	48.5	70.5	0.0	SD	43.5	227.2	17.5	
Sep-98	19	0.0	0.0	0.0	SD	15.0	SD	0.0	41.5	0.0	3.5	2.0	0.0	SD	1.0	63.0	4.8	
Sep-98	20	12.6	1.0	0.0	SD	2.5	SD	57.2	44.0	0.0	20.0	35.5	13.4	SD	25.0	215.0	16.5	
Sep-98	21	5.2	14.0	3.8	SD	62.0	SD	20.2	5.5	0.0	48.2	40.2	10.2	SD	10.0	219.8	16.9	
Sep-98	22	60.1	12.0	0.0	SD	43.9	SD	3.3	5.5	2.6	28.3	20.3	58.7	1.4	34.5	279.6	21.5	
Sep-98	23	8.4	35.0	7.6	SD	24.5	SD	25.5	78.0	5.2	23.6	40.2	41.2	5.3	32.0	320.0	24.6	
Sep-98	24	3.5	25.0	2.6	SD	16.7	SD	58.5	0.0	0.0	26.3	23.5	1.6	SD	8.0	218.3	16.8	
Sep-98	25	0.0	62.0	0.8	SD	147.7	SD	12.4	78.9	0.0	11.6	37.2	0.0	SD	5.5	514.0	39.5	
Sep-98	26	36.3	68.0	30.5	SD	9.0	SD	9.5	0.0	29.0	68.5	51.8	27.0	SD	73.0	430.1	33.1	
Sep-98	27	46.2	59.0	17.9	SD	42.5	SD	10.5	40.0	24.5	48.2	90.4	36.8	SD	83.5	528.4	40.6	
Sep-98	28	3.1	40.0	0.0	SD	14.0	SD	7.4	0.2	7.2	40.2	35.2	2.0	SD	44.0	216.8	16.7	
Sep-98	29	31.2	45.0	0.0	SD	2.2	SD	74.0	14.0	13.5	0.6	4.0	51.7	1.0	13.5	265.2	20.4	
Sep-98	30	27.9	80.0	0.0	SD	3.0	SD	10.0	40.0	0.0	8.5	4.0	0.0	SD	0.0	240.2	18.5	
Sep-98		163.4	90.0	129.5	0.0	313.5	0.0	107.2	78.9	274.0	272.2	140.4	187.6	180.8	256.0			
Sep-05	20	46.7	35.8	2.2	56.1	24.0	39.5	19.0	0.2	56.5	SD	40.7	5.3	0.0	39.0	404.0	28.9	
Sep-05	21	73.3	41.3	3.0	80.2	36.6	53.5	25.0	0.8	11.0	SD	35.2	8.9	SD	45.0	506.8	39.0	
Sep-05	22	81.2	30.0	9.2	16.7	15.8	51.5	76.2	37.0	11.2	SD	30.8	16.0	SD	13.9	447.0	31.9	
Sep-05	23	51.9	32.4	34.9	72.2	33.3	144.5	30.1	60.0	41.0	SD	50.5	17.4	SD	59.8	722.5	51.6	
Sep-05	24	111.7	125.2	109.2	218.1	286.5	156.0	134.5	130	142.0	SD	120.8	SD	136.3	92.2	2005.5	143.3	
Sep-05	25	88.4	68.8	46.9	72.0	66.0	44.5	23.5	125.0	58.0	SD	50.7	SD	94.1	69.0	923.9	66.0	
Sep-05	26	26.1	0.0	0.9	10.4	0.7	2.5	3.0	0.0	1.0	SD	15.3	SD	SD	12.2	3.0	75.1	5.8
Sep-05	27	0.1	10.7	1.0	20.1	5.8	4.0	4.0	0.0	2.8	SD	18.5	SD	SD	20.5	28.7	144.7	10.3
Sep-05	28	0.0	24.8	37.6	3.2	40.0	34.0	20.0	10.0	5.5	SD	25.4	SD	SD	37.0	18.0	306.5	21.9
Sep-05	29	0.0	42.0	2.6	80.5	0.0	30.0	43.0	10.0	3.5	SD	35.7	SD	SD	16.0	280.4	20.0	
Sep-05	30	0.0	15.5	12.1	9.0	11.5	65.0	31.0	0.0	37.2	SD	20.6	SD	SD	2.0	229.8	16.4	
Oct-05	1	30.5	43.3	97.5	0.0	SD	118.5	30.5	60.0	0.0	30.0	18.4	31.7	41.0	0.0	527.4	35.2	
Oct-05	2	1.5	0.0	0.0	2.0	SD	1.0	31.0	95.0	3.0	50.0	35.7	3.6	0.0	32.0	264.8	17.7	
Oct-05	3	190.9	143.0	48.8	88.1	SD	118.5	62.0	200.0	92.6	210.0	70.8	126.1	32.3	22.2	1627.3	108.5	
Oct-05	4	236.3	242.0	194.6	225.8	SD	273.0	340.0	230.0	182.3	330.0	85.5	330.3	184.7	232.2	3573.7	238.2	
Oct-05	5	259.7	144.5	197.5	331.0	SD	253.0	324.0	82.0	457.8	320.0	90.8	199.5	200.1	269.6	3679.5	245.3	
Oct-05	6	121.8	144.5	126.0	41.0	SD	154.0	108.0	190.0	70.0	112.0	80.4	91.8	112.6	125.5	1595.6	114.0	
Oct-05		259.7	242.0	197.5	331.0	256.5	273.0	340.0	230.0	457.8	330.0	120.8	330.3	200.1	269.6			

Tabla 3.20. Análisis de Lluvias diarias (continuación)

3.3.2.1. Tormentas en las Cuencas Coatán y Huixtla

La aplicación de los modelos lluvia escurrimiento y la consecuente calibración de la cuenca se llevará a cabo para las cuencas de Coatán (estación hidrométrica Malpaso) y Huixtla, por ser en éstas cuencas en donde los recientes eventos de 1998 y 2005, impactaron más agudamente las poblaciones y sus actividades económicas y donde por consiguiente se requería de manera perentoria la intervención y planificación de acciones de mitigación y estudios para el desarrollo de la infraestructura y reactivación económica de las regiones afectadas

Con base en los registros de precipitación de la tabla de lluvias diarias se estimaron las isoyetas de los días 7 y 8 de Septiembre de 1998 (figuras 3.11 y 3.12) y de los días 4 y 5 de Octubre de 2005 (figuras 3.13 y 3.14), así como los correspondientes a 100 años periodo de retorno (figura 3.15), elaborado a partir del ajuste regional. A partir de estas figuras se observa que para el evento de 2005 se presentaron por dos días consecutivos precipitaciones ligeramente inferiores a la del periodo de retorno de 100, y un poco menores para el evento de 1998, pero igualmente por dos días consecutivos.

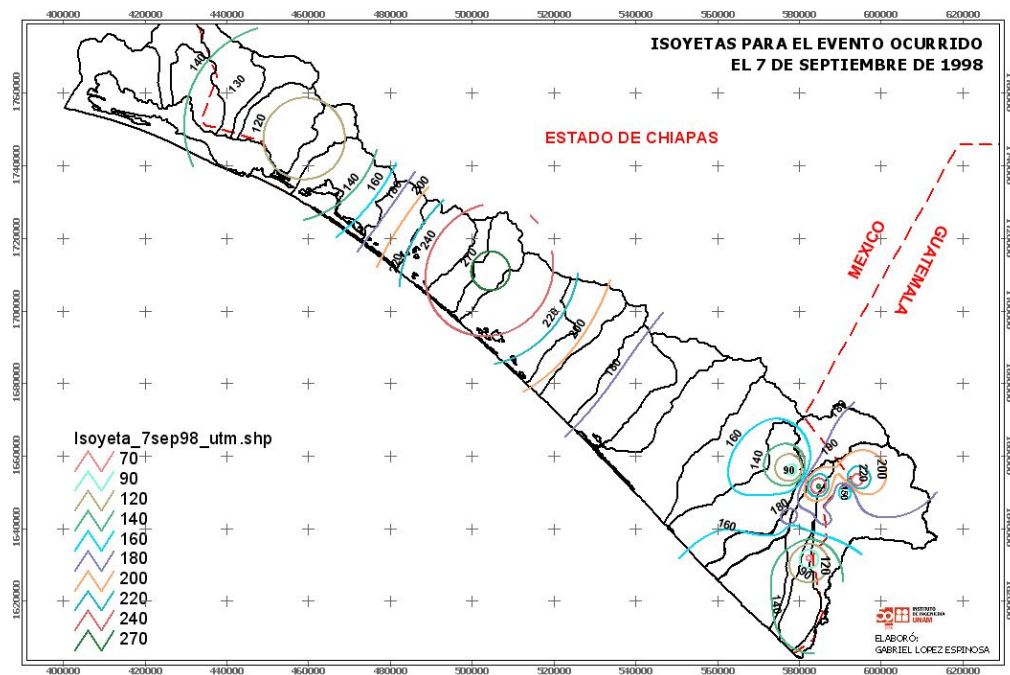


Figura 3.11. Plano de Isoyetas para el Evento del Día 7 de Septiembre de 1998

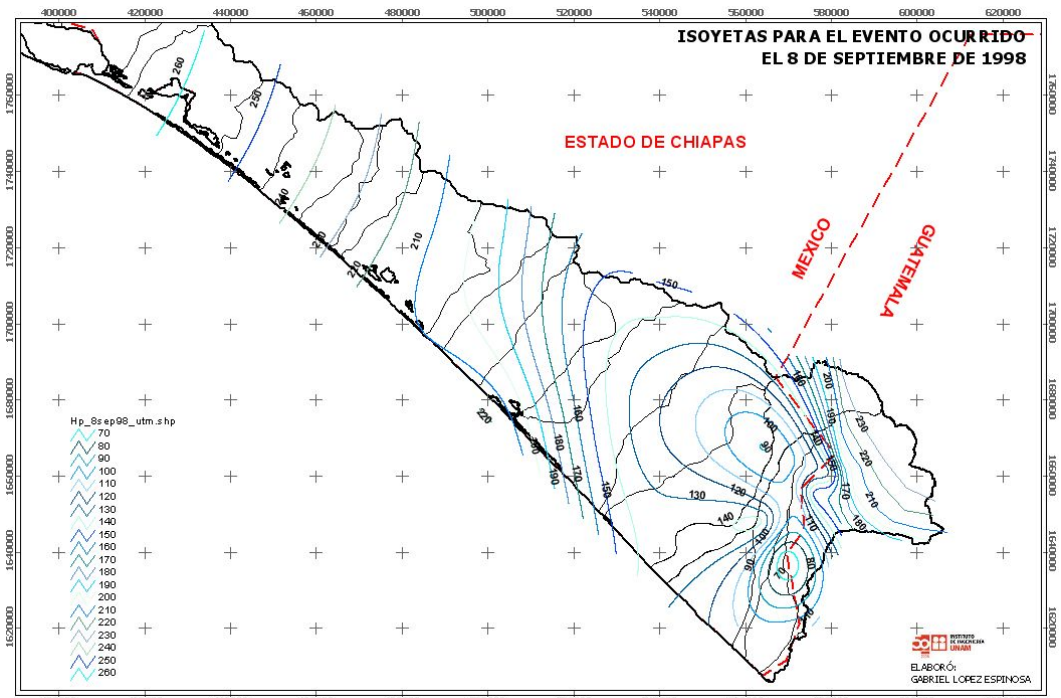


Figura 3.12. Plano de Isoyetas para el Evento del Día 8 de Septiembre de 1998

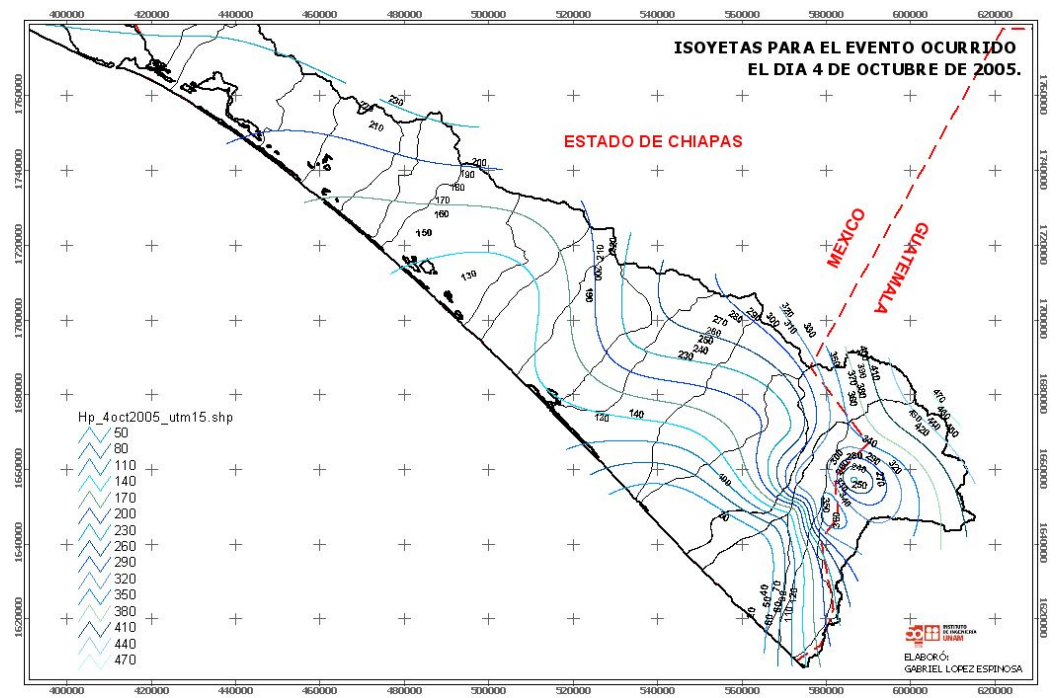


Figura 3.13. Plano de Isoyetas para el Evento del Día 4 de Octubre de 1998

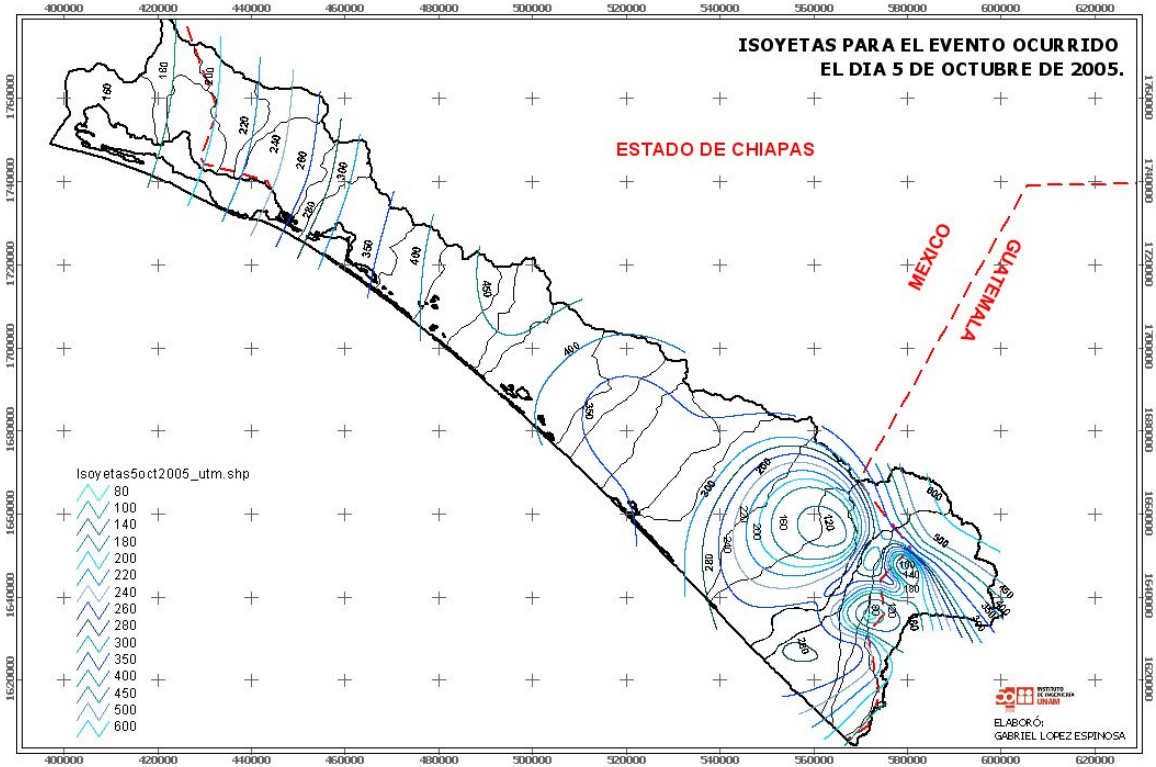


Figura 3.14. Plano de Isoyetas para el Evento del Día 5 de Octubre de 1998

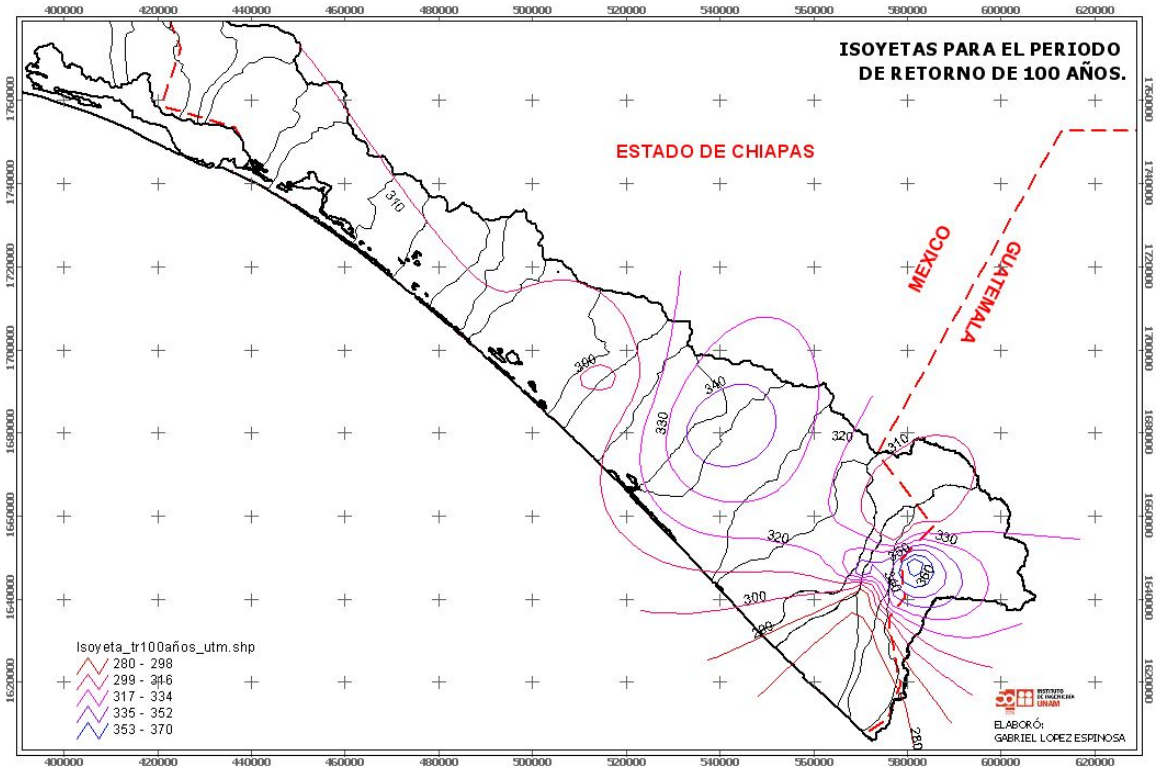


Figura 3.15. Plano de Isoyetas para 100 Años Periodo de Retorno

Se observa además de la tabla de lluvias diarias de los eventos seleccionados que en 1998 se presentaron 4 días consecutivos con lluvias promedio de más de 80 mm y en 2005 dos días consecutivos con promedios mayores que 200 mm y cuatro con promedios superiores a 100 mm. Si bien los tiempos de concentración en las cuencas más grandes de la región son del orden de 4 a 5 horas como se verá más adelante y no podría considerarse un evento como el acumulado de varios días, el hecho que se presenten varios días consecutivos de lluvia antecedentes al evento más severo, condiciona el valor del coeficiente de escurrimiento para modelar eventos de diseño.

3.4. Estimación Parámetros de Infiltración

El porcentaje de precipitación que cae sobre una cuenca y no aporta al escurrimiento superficial efectivo es denominado pérdida de la precipitación y se presenta por fenómenos como la interceptación superficial, el encharcamiento, la evaporación, la evapotranspiración y la infiltración. Como se presentó en el fundamento teórico, generalmente las pérdidas suelen ser enmarcadas y cuantificadas por el proceso de infiltración, por ser este componente el de mayor importancia.

Cuando en una cuenca particular se dispone de información de las precipitaciones y los escurrimientos provocados por algunas tormentas importantes, es posible calibrar los coeficientes de estos modelos e intentar extrapolarlos para estimar las pérdidas” que se presentarían en otras tormentas.

El análisis de la infiltración se lleva a cabo para las cuencas seleccionadas (Coatán y Huixtla) y para determinadas tormentas, en las que se aplicarán los criterios de la capacidad de infiltración media (índice de infiltración media) y el criterio del coeficiente de escurrimiento (coeficiente de escurrimiento).

De las ocho tormentas previamente consideradas para el análisis, se seleccionaron para las cuencas Coatán y Huixtla aquellas donde los eventos fueron más extraordinarios y que además presentaron una mejor definición del hidrograma de respuesta, con el objeto de reducir la incertidumbre en la estimación de la lluvia efectiva y el cálculo de los factores de infiltración.

Para la estimación de esta lluvia en exceso y la aplicación posterior de modelos lluvia escurrimiento, se obtuvieron los hietogramas de las tormentas de 1963, 1973 y 1974 para la cuenca de Coatán (figura 3.16) y los hietogramas de 1963, 1974, 1979 y 1988 para la cuenca Huixtla (figura 3.17).

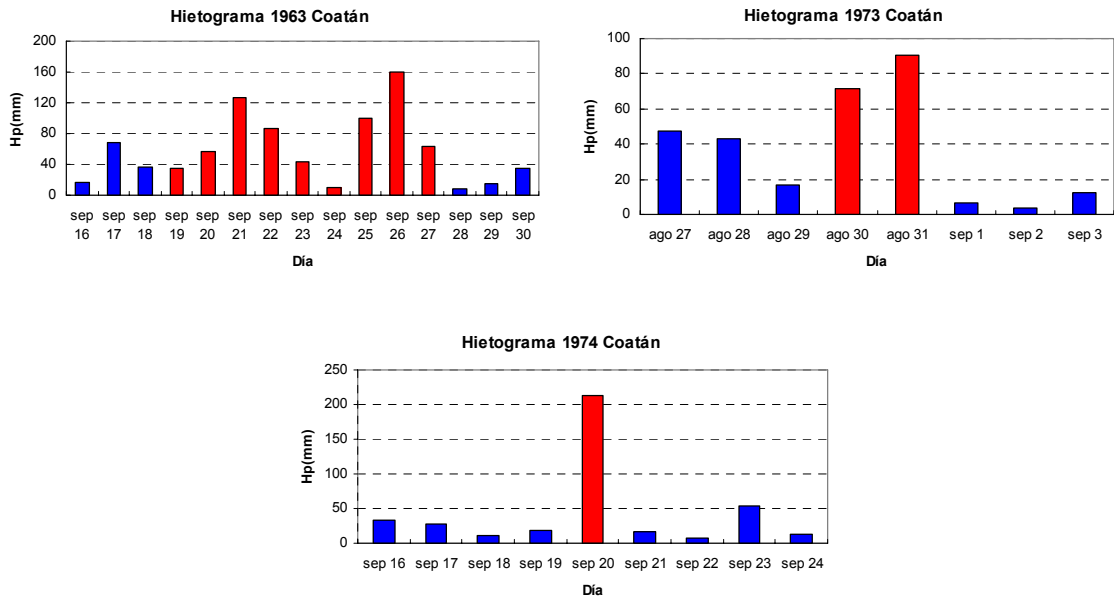


Figura 3.16. Hietogramas Medios en la Cuenca de Coatlán para los Años 1963, 1973, 1974

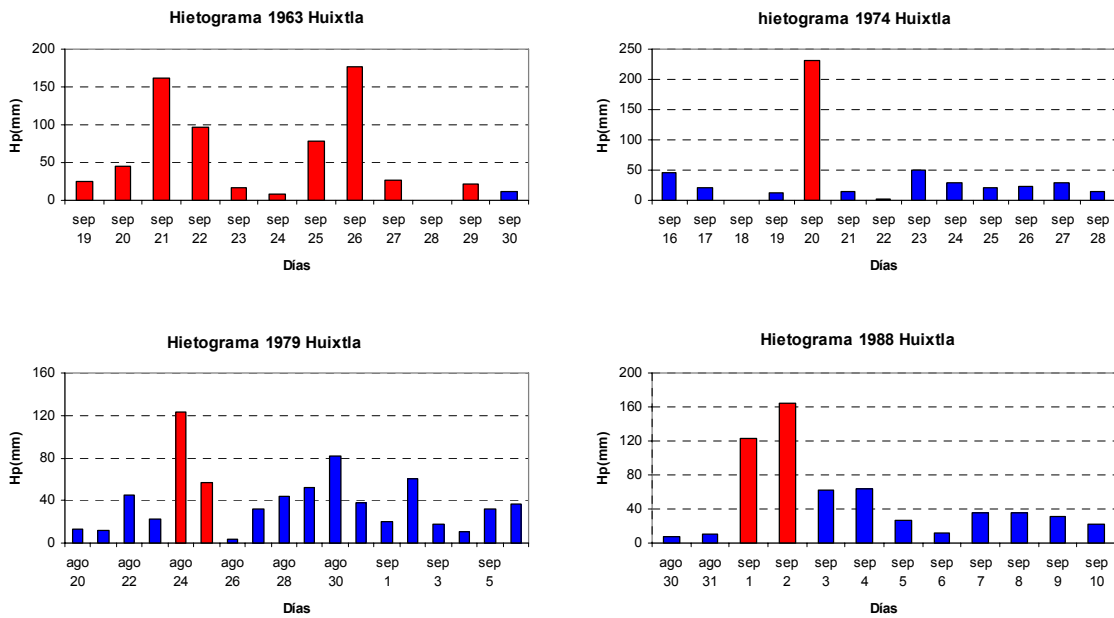


Figura 3.17. Hietogramas Medios en la Cuenca de Huixtla para los Años 1963, 1974, 1979, 1988

Los hietogramas para la cuenca Huixtla se construyeron a partir de lluvias promedio obtenidas por el método de los polígonos de Thiessen, con las estaciones Chicharras y Finca el Triunfo, que son las que tienen influencia sobre la cuenca, mientras que para la cuenca Coatán los hietogramas corresponden a los registros de la estación climatológica Malpaso, por ser la única con influencia sobre la cuenca.

En los hietogramas se registra un intervalo de precipitaciones diarias dentro de las cuales se resaltan los días que constituyen las tormentas en estudio. En algunos de estos hietogramas se observan días con lluvia apreciable que no fueron considerados en la tormenta, debido a que su respuesta en el escurrimiento hace parte de un nuevo hidrograma de menor magnitud o de forma indefinida en el que la determinación de sus características conlleva a mayor incertidumbre en las estimaciones.

Para determinar la precipitación efectiva de estas tormentas se analizan los registros de gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas de cada cuenca. Este análisis consiste en definir el hidrograma de respuesta, es decir, definir el punto de comienzo y el de final del hidrograma, su gasto pico, su duración, y fundamentalmente determinar el gasto base y el volumen de escurrimiento efectivo.

Los hidrogramas de respuesta para la cuenca Coatán se obtienen a partir de los registros de gasto medio diario de la estación hidrométrica Malpaso (tabla 3.21), y de la representación gráfica de dichos registros. Esta tabla presenta además el cálculo del volumen de escurrimiento efectivo para las tormentas de 1963, 1973 y 1974 y sus respectivos hidrogramas se presentan en las figuras 3.18 y 3.19.

Análogamente, la tabla 3.22 presenta los registros de gastos medios diarios y el cálculo del volumen de escurrimiento efectivo para las tormentas de 1963, 1974 y 1979, 1988 de la cuenca Huixtla, y sus respectivos hidrogramas se presentan en las figuras 3.20 y 3.21.

Tormenta 1963			Tormenta 1973			Tormenta 1974		
Fecha	Q _{med diario}	Q _b - Q _{real} - Q _b (Q _i +Q _{i+1})/2* Δ _t	Fecha	Q _{med diario}	Q _b - Q _{real} - Q _b (Q _i +Q _{i+1})/2* Δ _t	Fecha	Q _{med diario}	Q _b - Q _{real} - Q _b (Q _i +Q _{i+1})/2* Δ _t
sep 17	23.60	44.2	ago 24	49.80	93.7	sep 15	32.80	21.5
sep 18	26.00	49.67	ago 25	56.30	93.70	sep 16	33.70	21.50
sep 19	27.70	55.14	ago 26	51.40	93.3667	sep 17	28.70	21.50
sep 20	31.70	60.61	ago 27	48.30	355.633333	sep 18	25.60	21.50
sep 21	44.20	66.08	ago 28	67.20	83.9666667	sep 19	21.50	0
sep 22	364.00	71.55	ago 29	75.30	93.0333	sep 20	108.00	28.28
sep 23	174.00	77.02	ago 30	93.70	177.00	sep 21	168.00	79.72
sep 24	116.00	82.49	ago 31	449.00	93.3667	sep 22	130.00	35.06
sep 25	83.00	87.96	sep 01	177.00	83.9666667	sep 23	80.90	41.84
sep 26	133.00	93.43	sep 02	92.70	93.0333	sep 24	55.40	88.16
sep 27	344.00	98.9	sep 03	76.20	92.7	sep 25	55.40	32.28
sep 28	174.00	82.49	sep 04	84.20	0	sep 26	46.90	48.62
sep 29	129.00	87.96	sep 05	109.00	3627360	sep 27	42.50	55.4
sep 30	107.00	93.43	sep 06	102.00	37981440	sep 28	42.50	28779840
oct 01	98.90	98.9	sep 07	95.00	37981440	sep 29	43.60	1394496
oct 02	80.50	80.50	sep 08	78.20	37981440	sep 30	40.40	28779840
oct 03	69.80	69.80	sep 09	72.50	355.6333333	oct 01	36.60	448820000
oct 04	56.80	56.80	sep 10	72.50	448.82	oct 02	33.10	448820000
oct 05	48.70	48.70	sep 11	60.50	37981440	oct 03	36.60	28779840
oct 06	43.20	43.20	sep 12	51.50	0.0846			0.0641
oct 07	39.60	39.60	sep 13	43.60	8.46			6.41
oct 08	34.80	34.80	sep 14	44.80	84.63			64.12
oct 09	32.00	32.00	sep 15	41.20				
oct 10	34.80	34.80						
oct 11	31.20	31.20						
oct 12	30.30	30.30						
oct 13	30.30	30.30						
		85799520						
		5.47						
		24						
		314.33						
		448.82						
		448820000						
		85799520						
		0.1912						
		19.12						
		191.17						
		6.78						
		24						
		132.94						
		448.82						
		448820000						
		28779840						
		0.0641						
		6.41						
		64.12						

Tabla 3.2.1. Estimación de Precipitación Efectiva para las Tormentas Seleccionadas en la Cuenca Costán

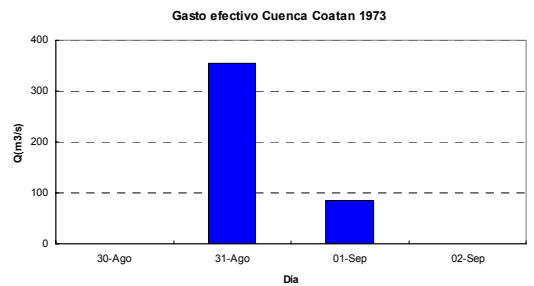
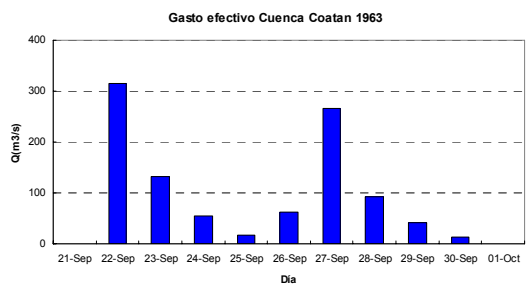
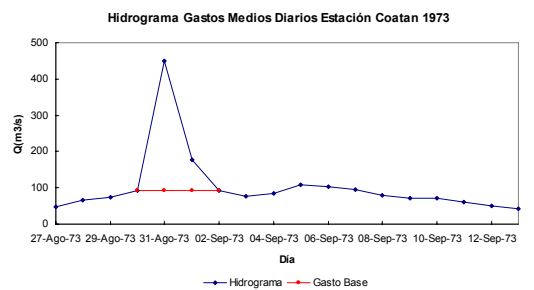
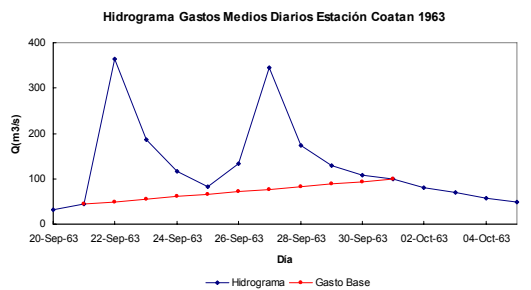
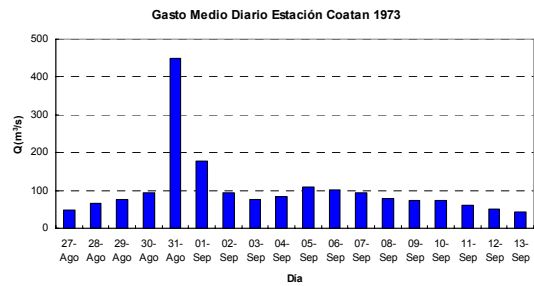
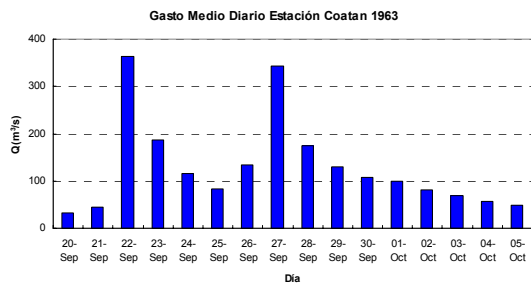


Figura 3.18. Cálculo de la Precipitación Efectiva para los Eventos de 1963 y 1973 en la Cuenca Coatán

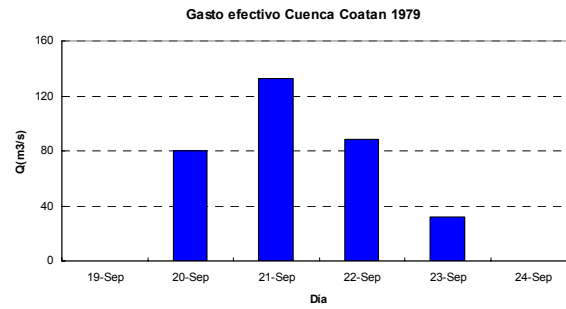
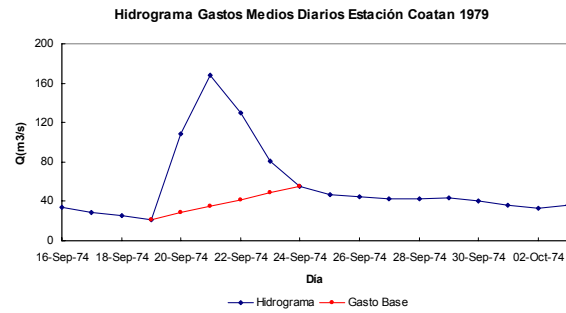
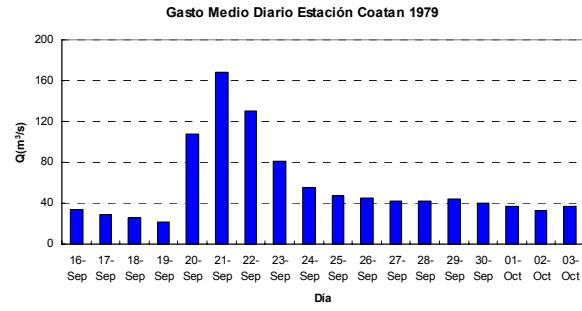


Figura 3.19. Cálculo de la Precipitación Efectiva para el Evento de 1974 en la Cuenca Coatán

Tormenta 1963		
Fecha	Q _{med diario}	
sep 15	20.00	
sep 16	21.60	
sep 17	26.46	
sep 18	36.41	
sep 19	29.80	
sep 20	29.79	
sep 21	51.85	
sep 22	321.90	
sep 23	244.90	
sep 24	128.00	
sep 25	92.60	
sep 26	168.40	
sep 27	310.20	
sep 28	184.50	
sep 29	132.70	
sep 30	109.10	
oct 01	93.27	
oct 02	84.92	
oct 03	71.27	
oct 04	59.81	
oct 05	52.15	
oct 06	46.94	
oct 07	39.72	
oct 08	33.51	
		51.85
Q_b		0
Q_{real} - Q_b		114872925.6
Q_{max}(m³/s)		10734768
A_c(km²)		3797539.2
V_{ed}(m³)		5184950.4
H_{pe}(cm)		14227401.6
H_{ps}(mm)		254.95
S_(período base)		89792064
DT(h)		4.142
Q_{max}(m³/s)		285.908
A_c(km²)		352.19
V_{ed}(m³)		89792064
H_{pe}(cm)		0.254953474
H_{ps}(mm)		25.4953474
H_{ps}(mm)		254.95

Tormenta 1974		
Fecha	Q _{med diario}	
sep 15	32.62	
sep 16	32.23	
sep 17	31.42	
sep 18	28.70	
sep 19	25.51	
sep 20	166.94	
sep 21	78.88	
sep 22	44.28	
sep 23	38.90	
sep 24	39.12	
sep 25	34.20	
sep 26	26.50	
sep 27	27.29	
sep 28	32.09	
sep 29	28.74	
sep 30	33.00	
oct 01	31.10	
oct 02	24.88	
oct 03	19.91	
oct 04	19.14	
oct 05	18.69	
oct 06	17.23	
oct 07	15.96	
oct 08	15.10	
		25.512
Q_b		0
Q_{real} - Q_b		5965250.4
V_{ed}(m³)		16716499.2
S_(período base)		3.346
DT(h)		24
Q_{max}(m³/s)		138.0845
A_c(km²)		352.19
V_{ed}(m³)		16716499.2
H_{pe}(cm)		0.0475
H_{ps}(mm)		47.46

Tormenta 1979		
Fecha	Q _{med diario}	
ago 15	17.05	
ago 16	15.46	
ago 17	13.85	
ago 18	21.23	
ago 19	22.55	
ago 20	24.27	
ago 21	19.23	
ago 22	24.93	
ago 23	32.94	
ago 24	36.23	
ago 25	198.53	
ago 26	98.98	
ago 27	51.56	
ago 28	57.75	
ago 29	73.39	
ago 30	65.58	
ago 31	67.36	
sep 01	68.02	
sep 02	84.08	
sep 03	59.68	
sep 04	56.74	
sep 05	55.27	
		36.228
Q_b		0
Q_{real} - Q_b		6790780.8
V_{ed}(m³)		18720412.8
S_(período base)		5.110
DT(h)		24
Q_{max}(m³/s)		157.194
A_c(km²)		352.19
V_{ed}(m³)		18720412.8
H_{pe}(cm)		5.15
H_{ps}(mm)		51.45

Tormenta 1988		
Fecha	Q _{med diario}	
ago 25	28.726	
ago 26	32.182	
ago 27	30.847	
ago 28	27.324	
ago 29	26.553	
ago 30	26.399	
ago 31	86.803	
sep 01	149.200	
sep 02	267.581	
sep 03	171.327	
sep 04	143.374	
sep 05	123.986	
sep 06	104.761	
sep 07	85.669	
sep 08	137.594	
sep 09	98.066	
sep 10	86.020	
sep 11	91.973	
sep 12	89.487	
sep 13	77.422	
sep 14	65.221	
sep 15	57.650	
sep 16	56.390	
sep 17	53.692	
sep 18	52.301	
sep 19	50.361	
sep 20	47.761	
		26.399
Q_b		0
Q_{real} - Q_b		2289393.126
V_{ed}(m³)		6954270.066
S_(período base)		1144827.162
DT(h)		24
Q_{max}(m³/s)		218.9561238
A_c(km²)		352.19
V_{ed}(m³)		352190000
H_{pe}(cm)		0.1606
H_{ps}(mm)		160.64

Tabla 3.22. Estimación de Precipitación Efectiva para las Tormentas Seleccionadas en la Cuenca Huixtla

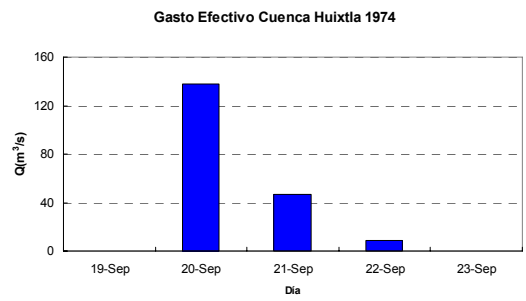
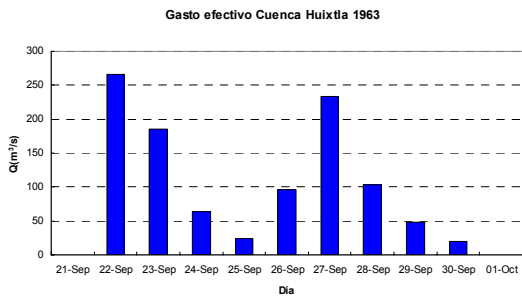
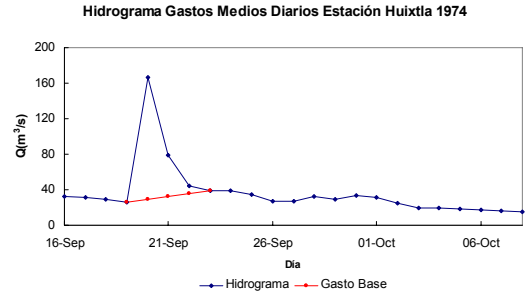
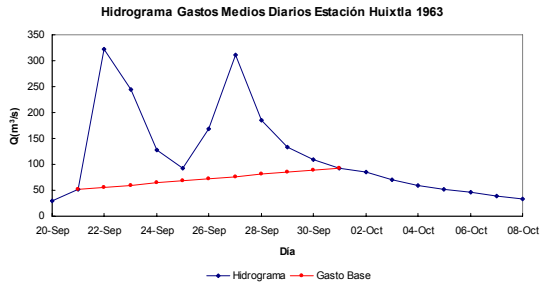
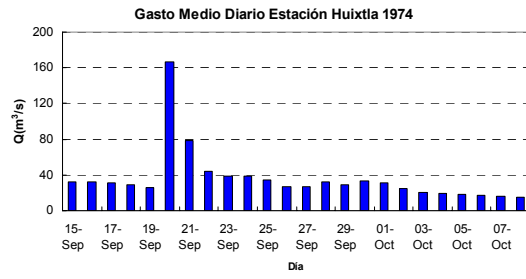
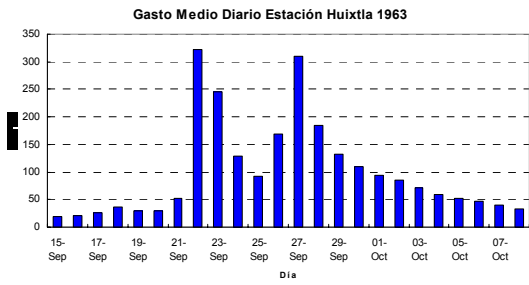


Figura 3.20. Cálculo de la Precipitación Efectiva para los Eventos de 1963 y 1974 en la Cuenca Huixtla

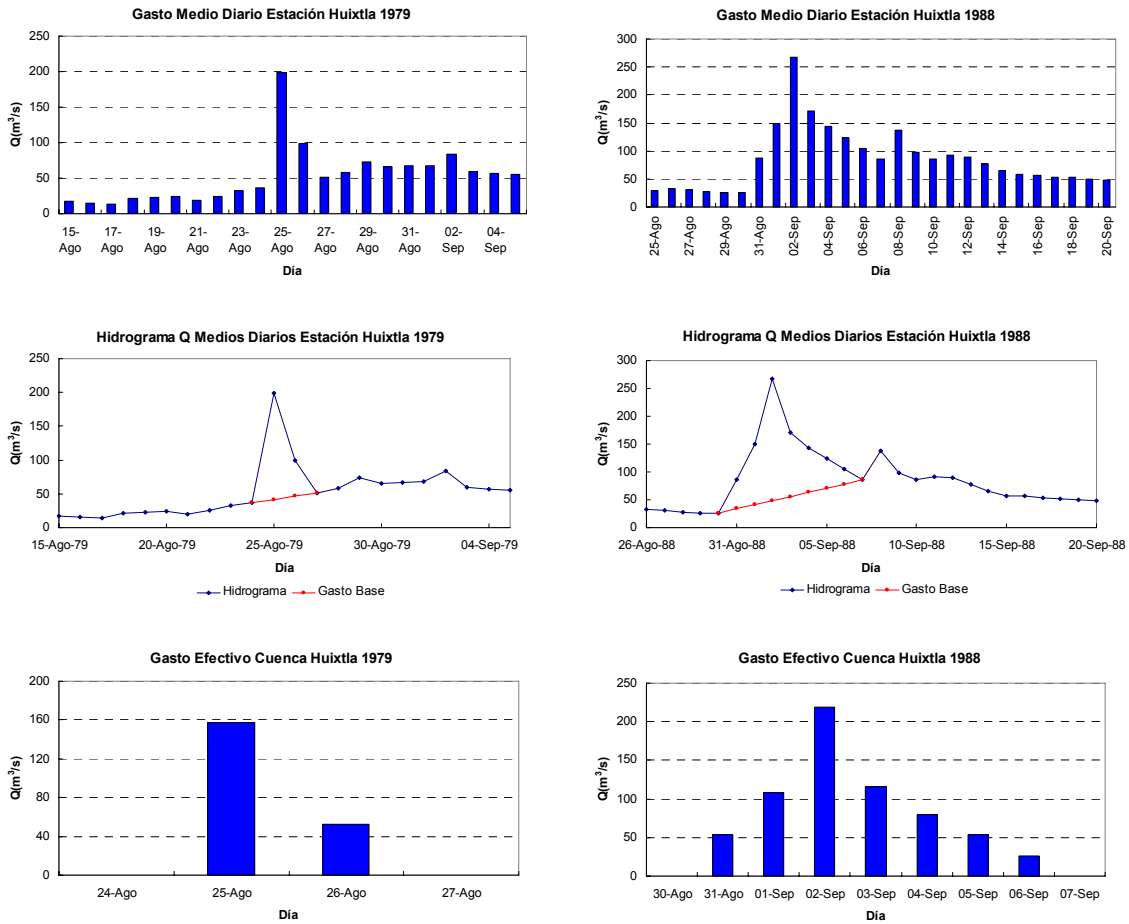


Figura 3.21. Cálculo de la Precipitación Efectiva para los Eventos de 1979 y 1988 en la Cuenca Huixtla

De las gráficas se aprecia claramente el inicio y final de los hidrogramas, así como la separación del gasto base y el escurrimiento directo provocado por la lluvia efectiva.

Al separar el caudal base se define el volumen de la avenida que al ser dividido por el área de la cuenca se obtiene la lámina de escurrimiento directo (LED), a partir de la cual se determina el coeficiente de escurrimiento y el índice de infiltración.

Una estimación general de estos parámetros puede realizarse adoptando una escala temporal diaria, pero si se considera el hecho de que la precipitación no se distribuye de manera uniforme en un día, sino que se concentra en un intervalo de tiempo menor, y que las cuencas en estudio son relativamente chicas y de pronunciadas pendientes, por lo que presentan tiempos de concentración mucho menores a 24 horas, se podrán tener mejores estimaciones si se emplea una escala temporal horaria, que represente estas fluctuaciones de la precipitación y de la respuesta de la cuenca.

En ausencia de pluviógrafos que indiquen la forma en que se distribuye la precipitación en 24 horas, se hace necesario formar un hietograma de diseño, el cual será empleado para cada uno de los días con precipitación y se considerará que se presenta en el mismo intervalo de tiempo día tras día.

Para la costa de Chiapas se considera un factor de reducción por duración de $k= 0.35$ (Mendoza, 2001), lo que indica que de la precipitación registrada en 24 horas, el 35% se presentó en una hora.

Este hietograma de diseño se construye a partir del factor de reducción por duración y la relación entre la precipitación en una hora con precipitaciones de duración hasta dieciséis horas (Domínguez, 2003) que se presenta en la tabla 3.23.

<i>Duración (h)</i>	P_T^d/P_T^1	$P_T^d/P_T^1 * k$
1	1.000	0.350
2	1.285	0.450
3	1.400	0.490
4	1.625	0.569
5	1.703	0.596
6	1.860	0.651
7	1.976	0.692
8	2.085	0.730
9	2.221	0.777
10	2.306	0.807
11	2.437	0.853
12	2.520	0.882
13	2.624	0.918
14	2.725	0.954
15	2.783	0.974
16	2.857	1.000

Tabla 3.23. Relación P_T^d/P_T^1 para $k=0.35$

Como se muestra, esta precipitación de diseño tiene una duración de 16 horas, y se distribuyen cada una de estos valores horarios empleando el método de los bloques alternos (Chow, 1986), considerando que el valor central que corresponde al 35% de la precipitación se ubica a las 12 horas.

De modo ilustrativo, en las tablas 3.24 y 3.25 se presenta el procedimiento de cálculo del coeficiente de escurrimiento y del índice de infiltración empleando una escala temporal diaria.

Coatan 1963 $\Phi=70.6$

1963-09	Hp	Hp*0.28	Hpe
dia 19	35.59	9.965	0
dia 20	55.91	15.655	0
dia 21	125.96	35.269	55.36
dia 22	86.69	24.273	16.09
dia 23	43.98	12.314	0
dia 24	10.1	2.828	0
dia 25	99.25	27.790	28.65
dia 26	160.78	45.018	90.18
dia 27	63.65	17.822	0
Suma	681.91	190.935	190.28

Ac(km2)	448.8227
Vdir(m3)	85799520
Led(mm)	191.166
C	0.2803
Φ(mm)	70.6

Coatan 1973 $\Phi=38.8$

1973-08	Hp	Hp*0.52	Hpe
dia 30	71.22	37.034	32.42
dia 31	90.5	47.060	51.7
Suma	161.72	84.094	84.12

Ac(km2)	448.8227
Vdir(m3)	37981440
Led(mm)	84.625
C	0.5233
Φ(mm)	38.8

Coatan 1974 $\Phi=149.1$

1974-09	Hp	Hp*0.30	Hpe
dia 20	213	63.9	63.9
Suma	213	63.9	63.9

Ac(km2)	448.8227
Vdir(m3)	28779840
Led(mm)	64.123
C	0.3010
Φ(mm)	149.1

Tabla 3.24. Análisis Hietogramas Coatán y Cálculo de Parámetros de Infiltración

Huixtla 1963					
				fi=64.6	
1963-09	Hp	Hp*0.38	Hpe	Ac(km2)	352.1936
dia 19	24.18	9.431	0	Vdir(m3)	89792064
dia 20	44.23	17.249	0	Led(mm)	254.951
dia 21	161.85	63.122	97.25	C	0.3882
dia 22	97.49	38.021	32.89	Φ(mm)	64.6
dia 23	16.50	6.436	0		
dia 24	7.77	3.029	0		
dia 25	78.08	30.453	13.48		
dia 26	177.16	69.091	112.56		
dia 27	26.87	10.477	0		
dia 28	0.81	0.316	0		
dia 29	21.85	8.523	0		
Suma	656.79	256.149	256.18		

Huixtla 1974					
				fi=185.6	
1974-09	Hp	Hp*0.2	Hpe	Ac(km2)	352.1936
dia 20	232	46.4	46.4	Vdir(m3)	16716499
Suma	232	46.4	46.4	Led(mm)	47.464
				C	0.2046
				Φ(mm)	185.6

Huixtla 1979					
				fi=72.06	
1979-09	Hp	Hp*0.28	Hpe	Ac(km2)	352.1936
dia 24	123.56	34.597	51.5	Vdir(m3)	18120413
dia 25	57.45	16.086	0	Led(mm)	51.450
Suma	181.01	50.683	51.5	C	0.2842
				Φ(mm)	72.06

Huixtla 1988					
				fi=63.3	
1988-09	Hp	Hp*0.56	Hpe	Ac(km2)	352.1936
dia 01	122.29	68.482	58.99	Vdir(m3)	56575179
dia 02	164.97	92.383	101.67	Led(mm)	160.637
Suma	287.26	160.866	160.66	C	0.5592
				Φ(mm)	63.3

Tabla 3.25. Análisis Hietogramas Huixtla y Cálculo de Parámetros de Infiltración

Resumiendo los resultados obtenidos de la estimación de perdidas con los modelos del coeficiente de escurrimiento y del índice de infiltración en ambas cuencas para las tormentas seleccionadas en una escala temporal diaria, se tiene.

		<i>Led(mm)</i>	<i>Ce</i>	Φ (mm/día)	N° Días Hp
Coatan	1963-09	191.17	0.28	70.6	9
	1973-08	84.62	0.52	38.8	2
	1974-09	64.12	0.30	149.1	1
Huixtla	1963-09	254.95	0.39	64.6	11
	1974-09	47.46	0.20	185.6	1
	1979-09	51.45	0.28	72.06	2
	1988-08	160.64	0.56	63.3	2

Tabla 3.26. Resumen Parámetros de Infiltración En Escala Temporal Diaria

Siguiendo el mismo procedimiento se obtienen el coeficiente de escurrimiento y el índice de infiltración para una escala temporal horaria, los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

		<i>Led(mm)</i>	<i>Ce</i>	Φ (mm/h)	N° Días Hp
Coatan	1963-09	191.17	0.28	8.171	9
	1973-08	84.62	0.52	2.545	2
	1974-09	64.12	0.30	16.144	1
Huixtla	1963-09	254.95	0.39	5.418	11
	1974-09	47.46	0.20	33.74	1
	1979-09	51.45	0.28	8.49	2
	1988-08	160.64	0.56	4.12	2

Tabla 3.27. Resumen Parámetros de Infiltración en Escala Temporal Horaria

En los valores de los parámetros de pérdidas (infiltración) no se deduce un patrón claro de comportamiento, debido a la falta de registros que permitan una mejor caracterización de las condiciones particulares de cada evento, como son la variación temporal de la precipitación, las condiciones de humedad antecedentes y cambios en la cobertura vegetal, entre otros.

Lo que se puede observar es que a medida que la precipitación es más duradera, la capacidad de infiltración disminuye. Esto es, que para tormentas de un solo día los coeficientes de escurrimiento tienden a ser bajos, en cambio los trenes de tormentas tienden a producir coeficientes más altos.

Pese a que la estimación a escala temporal horaria de estos parámetros de infiltración conlleva algunas suposiciones como en la distribución temporal de la lluvia, es más representativa del fenómeno real que la estimación a escala temporal diaria. En la aplicación siguiente de modelos lluvia escurrimiento se presentará cómo los hidrogramas modelados, empleando el hidrograma unitario instantáneo geomorfológico y estos parámetros de infiltración obtenidos en la escala temporal horaria, logran reproducir de manera aceptable los hidrogramas reales.

3.5. Relación lluvia escurrimiento

La modelación de las relaciones lluvia escurrimiento tiene dos propósitos fundamentales. El primero de ellos, como se mencionó en el apartado teórico, consiste en estimar un evento asociado a una tormenta en particular o determinar los escurrimientos para diversos periodos de retorno, a partir de un análisis de frecuencia de las precipitaciones. La segunda finalidad de este tipo de modelaciones consiste en calibrar algunos de los parámetros de una cuenca en la que se cuente con información tanto de precipitaciones como de escurrimientos para algunos eventos y emplearlos en pequeñas cuencas vecinas, cuyas características fisiográficas sean semejantes.

En este apartado se busca calibrar algunos parámetros de las cuencas seleccionadas, y llevar a cabo una validación del modelo lluvia-escurrimiento adoptado, con el objeto de aplicarlo a cuencas que no cuentan con registros de escurrimiento y poder hacer estimaciones para diversos periodos de retorno.

El modelo lluvia-escurrimiento adoptado es el Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico, por ser uno de los más desarrollados y de mayor aplicación en la actualidad con resultados satisfactorios, esto se debe a que es uno de los modelos que considera un mayor número de variables que intervienen en el proceso.

Para la aplicación del modelo geomorfológico se emplearon modelos digitales de elevación (MDE) en escala 1:50.000, por ser ésta una escala de buena resolución y permite por tanto una buena estimación de las características fisiográficas requeridas por el modelo, como son el área, la longitud y la pendiente del cauce principal de una cuenca.

Luego de procesar el modelo digital de elevación se determinó el orden de ambas cuencas y las características fisiográficas mencionadas anteriormente, con las cuales se calcularon los parámetros geomorfológicos. Estos resultados para las cuencas de Coatán y Huixtla se presentan en las tablas 3.28 y 3.29 respectivamente.

Las relaciones establecidas por Horton, a partir de algunas características fisiográficas, conocidas como las leyes de Horton, son constantes dentro de una cuenca, sin importar su orden, es decir que si una cuenca al ser considerada como de orden 5 o de orden 4 ó 3, mantendrá constantes sus valores de R_B , R_L y R_A . Este hecho se demuestra en la figura 3.22, en las que se observa que la pendiente se conserva relativamente constante de un orden a otro.

Orden	N°	Σ Area	Σ Long	Prom Area	Prom Long
1	61	271.7387	124.128	4.455	2.035
2	12	236.0680	45.737	19.672	3.811
3	2	282.4061	30.969	141.203	15.485
4	1	448.8227	31.172	448.823	31.172

CÁLCULO DE RB

(u)	(Nu)	log (Nu)	(u)2	(u)(log (Nu))
1	61	1.7853	1	1.7853
2	12	1.0792	4	2.1584
3	2	0.3010	9	0.9031
4	1	0	16	0
10		3.1655	30	4.8468
		a		2.3249
		b		-0.6134
		RB	(3-5)	4.1060

CÁLCULO DE RL

(u)	(Lu)	(Lu)	log (Lu)	(u)2	(u)(log (Lu))
1	124.128	2.0349	0.3085	1	0.3085
2	45.737	3.8114	0.5811	4	1.1622
3	30.969	15.4845	1.1899	9	3.5697
4	31.172	31.1720	1.4938	16	5.9751
10		52.5028	3.5733	30	11.0155
		a			-0.1478
		b			0.4164
		RL	(1.5-3.5)		2.6088

CÁLCULO DE RA

(u)	(Au)	(Au)	log (Au)	(u)2	(u)(log (Au))
1	271.7387	4.455	0.6488	1	0.6488
2	236.0680	19.672	1.2939	4	2.5877
3	282.4061	141.203	2.1498	9	6.4495
4	448.8227	448.823	2.6521	16	10.6083
10		614.1528	6.7446	30	20.2944
		a			-0.0303
		b			0.6866
		RA	(3-6)		4.8593

Tabla 3.28. Cálculo Parámetros Geomorfológicos Cuenca Coatan Orden 4

<i>Orden</i>	<i>N°</i>	Σ <i>Area</i>	Σ <i>Long</i>	<i>Prom Area</i>	<i>Prom Long</i>
1	104	212.3709	136.206	2.042	1.310
2	24	221.7412	76.246	9.239	3.177
3	7	187.0208	18.329	26.717	2.618
4	2	170.6730	18.897	85.337	9.449
5	1	352.1936	28.020	352.194	28.020

CÁLCULO DE RB

<i>(u)</i>	<i>(Nu)</i>	<i>log (Nu)</i>	<i>(u)2</i>	<i>(u)(log (Nu))</i>
1	104	2.0170	1	2.0170
2	24	1.3802	4	2.7604
3	7	0.8451	9	2.5353
4	2	0.3010	16	1.2041
5	1	0	25	0
15		4.5434	55	8.5169
		a		2.4426
		b		-0.5113
		RB	(3-5)	3.2458

CÁLCULO DE RL

<i>(u)</i>	<i>(Lu)</i>	<i>prom(Lu)</i>	<i>log (Lu)</i>	<i>(u)2</i>	<i>(u)(log (Lu))</i>
1	136.206	1.3097	0.1172	1	0.1172
2	76.246	3.1769	0.5020	4	1.0040
3	18.329	2.6184	0.4180	9	1.2541
4	18.897	9.4485	0.9754	16	3.9015
5	28.02	28.0200	1.4475	25	7.2373
15		44.5735	3.4600	55	13.5141
		a			-0.2482
		b			0.3134
		RL	(1.5-3.5)		2.0578

CÁLCULO DE RA

<i>(u)</i>	<i>(Au)</i>	<i>prom(Au)</i>	<i>log (Au)</i>	<i>(u)2</i>	<i>(u)(log (Au))</i>
1	212.371	2.0420	0.3101	1	0.3101
2	221.741	9.2392	0.9656	4	1.9313
3	187.021	26.7173	1.4268	9	4.2804
4	170.673	85.3365	1.9311	16	7.7245
5	352.194	352.1936	2.5468	25	12.7339
15		475.5286	7.1804	55	26.9802
		a			-0.1956
		b			0.5439
		RA	(3-6)		3.4986

Tabla 3.29. Cálculo Parámetros Geomorfológicos Cuenca Hixtla Orden 5

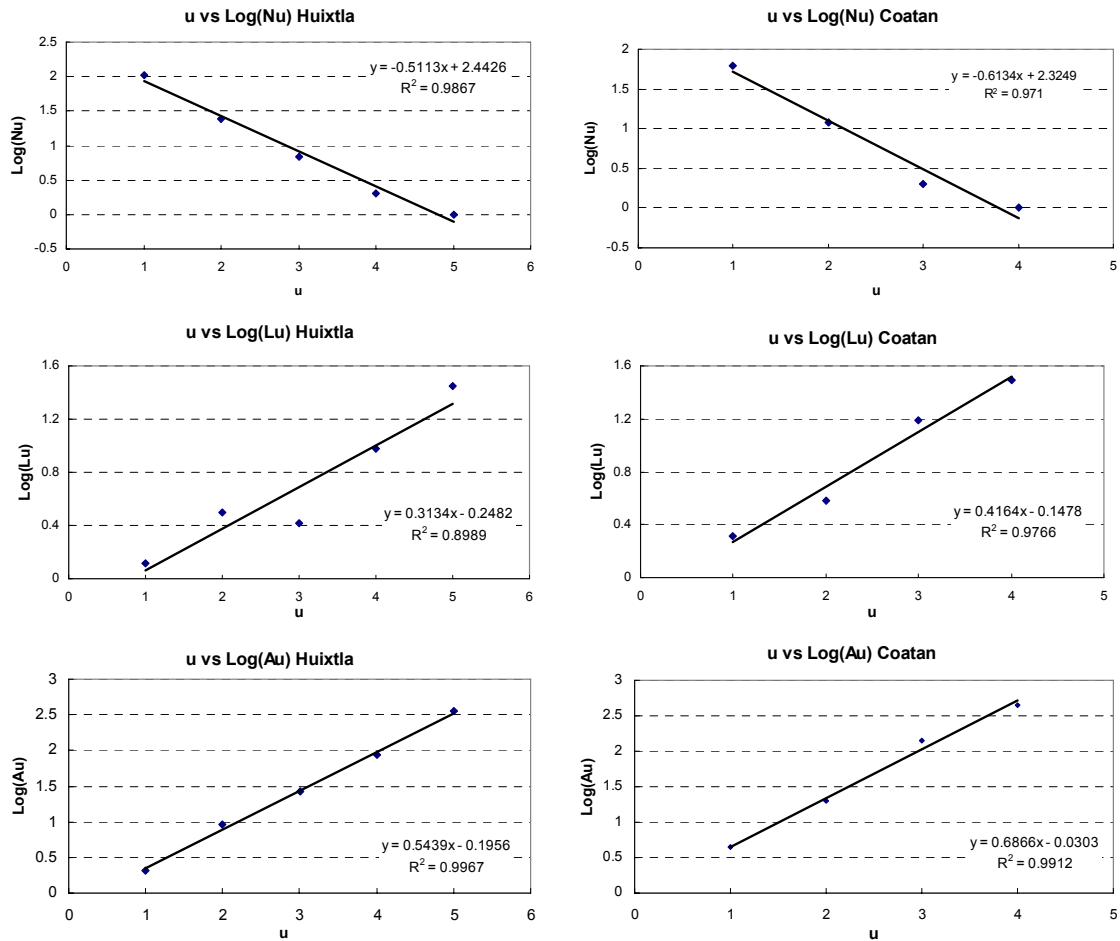


Figura 3.22. Resumen Parámetros Geomorfológicos Cuencas Coatan y Huixtla

A partir de los parámetros geomorfológicos y de las características fisiográficas de las cuencas se estimaron sus hidrogramas unitarios instantáneos geomorfológicos para una duración efectiva de una hora, empleando el programa HUIG (Eslava, 1997).

Este modelo geomorfológico supone una velocidad constante a lo largo de toda la cuenca, y puede ser estimada como la relación entre la longitud del cauce principal y el tiempo de concentración, el cual puede ser calculado a través de la expresión de Kirpich.

Domínguez Mora establece que esta velocidad para las cuencas de la costa de Chiapas tiene un valor promedio de 3m/s (Domínguez, 2006), la cual fue verificada para la cuenca Huixtla empleando la expresión de Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración y la expresión de Taylor-Schwarz para la estimación de la pendiente, obteniéndose un valor de la velocidad de 2.8 m/s. Por este motivo se adoptó la velocidad propuesta por Domínguez Mora para ambas cuencas.

Las figura 3.23 muestran los hidrogramas unitarios geomorfológicos obtenidos para una precipitación en exceso de una hora en las cuencas Coatán y Huixtla respectivamente.

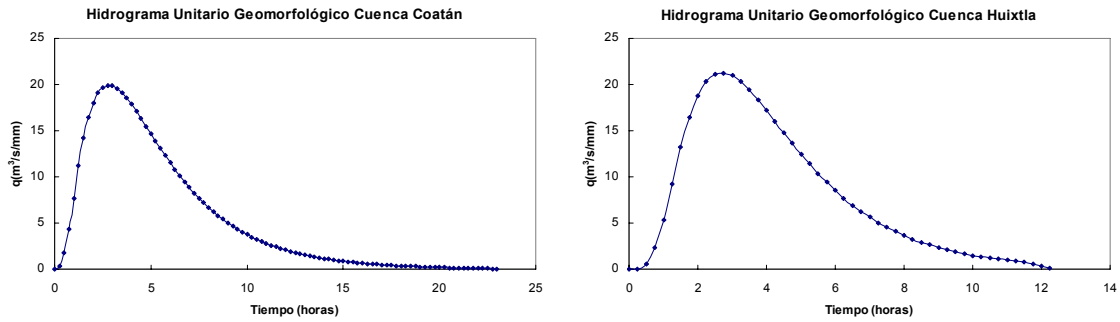


Figura 3.23. Hidrogramas Unitarios Geomorfológicos

Para cada cuenca, se hace la convolución del hietograma de lluvia efectiva de cada una de las tormentas con su hidrograma unitario. Estos hietogramas efectivos se obtienen al aplicar a los hietogramas de diseño el coeficiente de escurrimiento y el índice de infiltración calculados para cada tormenta.

Como se ha mencionado, estos hietogramas de diseño tienen una escala de tiempo horario, y se obtienen al distribuir la precipitación total en 24 horas según la tabla 3.23 (relación de precipitación para cualquier duración y la precipitación en una hora).

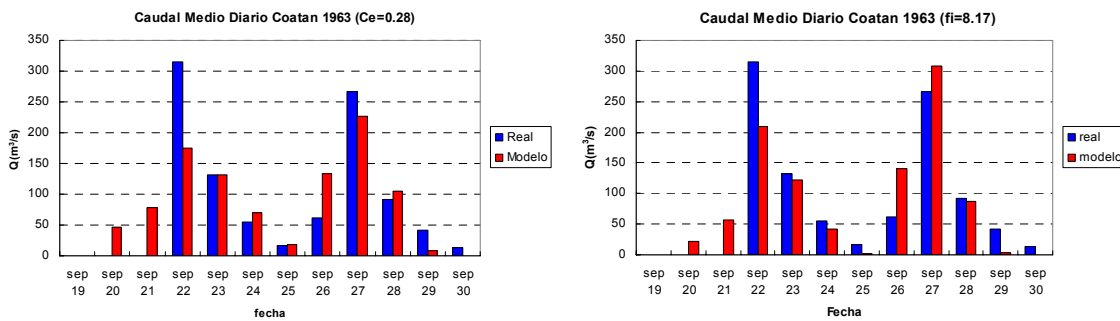


Figura 3.24. Hidrogramas Medios Diarios para la Tormenta de 1963 en la Cuenca Coatán

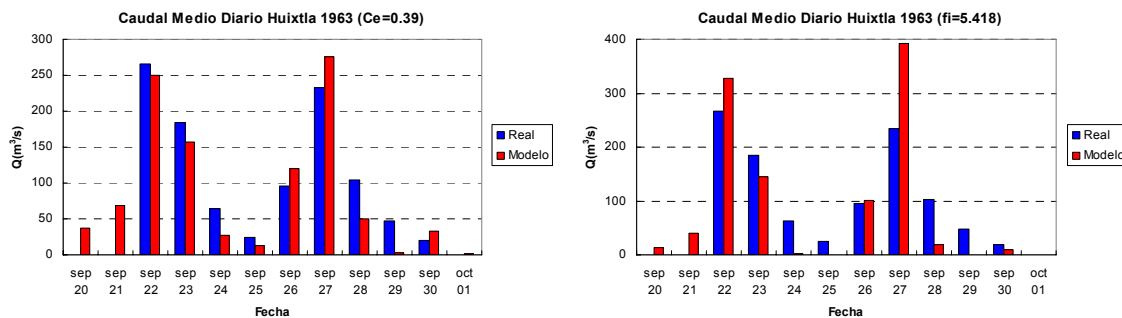


Figura 3.25. Hidrogramas Medios Diarios para la Tormenta de 1963 en la Cuenca Huixtla

Se presentan en las figuras 3.24 y 3.25 los hidrogramas de escurrimiento directo medios diarios para la tormenta de 1963 en ambas cuencas, estimados por medio del coeficiente de escurrimiento y el índice de infiltración, junto con los hidrogramas medidos.

Puesto que los hidrogramas modelados se estimaron en una escala temporal horaria, fue necesario promediarlo para obtener el hidrograma en escala diaria.

Se observa que los hidrogramas modelados por medio del coeficiente de escurrimiento, reproducen de mejor manera la forma y magnitud de las ordenadas del hidrograma real, que los modelados por el índice de infiltración.

Pese a que la modelación del escurrimiento conlleva varias suposiciones referentes a la precipitación y su distribución temporal, al comportamiento y estimación de la infiltración, y a las hipótesis mismas del modelo geomorfológico, como es la velocidad, se considera que la validación del modelo geomorfológico es satisfactoria.

Se aprovechará la validación del modelo geomorfológico para estimar las avenidas de diseño de cien años de periodo de retorno ($T_r=100$) para las cuencas Coatán y Huixtla, a partir de las precipitaciones estimadas para 100 años periodo de retorno, que pueden ser leídas en el mapa de isoyetas (figura 3.15).

En este trabajo, no se profundiza en el estudio de los valores de los parámetros de infiltración para un determinado periodo de retorno, por lo que se adoptará el valor propuesto por Domínguez Mora para varias cuencas en la costa de Chiapas de $C_e = 0.75$, para un periodo de retorno de 100 años (Domínguez, 2006).

Del mapa de isoyetas estimado para cien años periodo de retorno (figura 3.15) se tiene una precipitación diaria de 325 mm para la cuenca Huixtla y de 310 mm para la cuenca Coatán. A estas precipitaciones diarias se les aplica la misma distribución en hietogramas horarios empleado con las tormentas históricas seleccionadas anteriormente para el análisis del modelo lluvia-escorrimento.

Los hidrogramas de diseño para cien años periodo de retorno se presentan en la figura 3.25. Ambos presentan una forma muy similar, debido a que fisiograficamente hay una alta similitud entre ambas cuencas y a que los hietogramas de diseño son casi de igual magnitud y tienen la misma distribución temporal, sin embargo, el hidrograma de la cuenca Coatán presenta un tiempo base ligeramente mayor, lo que se debe entre otras cosas a que esta cuenca tiene un área mayor.

Por último, del hidrograma unitario de ambas cuencas (figura 3.23) se observa que el vaciado se da en un par de horas, es decir que el tiempo de concentración es del orden de horas, por lo que al hacer la convolución del hietograma de diseño, solo se considera un día de precipitación, pues en caso de considerar dos o más la cuenca tendrá tiempo de vaciarse y el hidrograma del día siguiente no se vería superpuesto con el del día anterior.

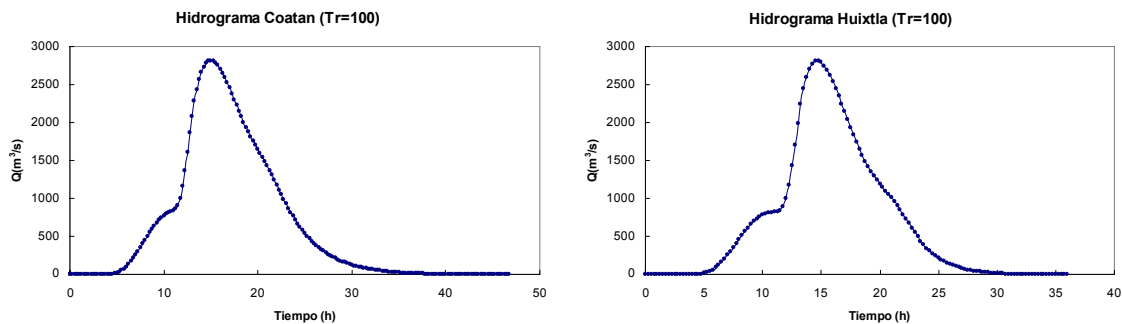


Figura 3.26. Hidrogramas de Diseño para 100 años Periodo de Retorno

Al comparar los gastos de pico obtenidos a través del modelo geomorfológico, con los estimados con el modelo regional aplicado a los escurrimientos registrados en las hidrométricas de ambas cuencas (tabla 3.30), se observa que la diferencia existente entre ambas metodologías puede deberse al valor del coeficiente de escurrimiento adoptado de $C_e = 0.75$, el cual puede considerarse como un valor bastante conservador, lo que hace que las estimaciones del modelo lluvia-escorrimento sean un poco mayores.

	Modelo Regional	Modelo Geomorfológico
Coatan	2302.67	2816.15
Huixtla	2185.06	2813.15

Tabla 3.30. Gastos Máximos Estimados para 100 Años de Periodo de Retorno

Una vez que el modelo geomorfológico ha sido calibrado para algunas tormentas particulares, y validado para un periodo de retorno de diseño de 100 años en las cuencas Coatán y Huixtla, es posible aplicarlo a cuencas no aforadas. El procedimiento para realizar estas estimaciones se describe a continuación:

- Determinar las características fisiográficas requeridas por el modelo geomorfológico, como son el área y longitud de la cuenca, orden de la cuenca, longitud y área contribuyente de cada corriente. Para obtener estas características fisiográficas de una manera eficiente y confiable, es recomendable el uso de los sistemas de información geográfico, para lo cual es necesario contar con el modelo digital de elevación de terreno (preferiblemente en escala 1:50.000).
- A partir de las características fisiográficas, calcular los valores de R_B , R_L , R_A , por medio de las expresiones 2.64, 2.65 y 2.67 respectivamente.
- Aplicar el modelo del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico (Eslava, 1997), tomando una hora como duración en exceso para obtener el hidrograma unitario.
- A partir del mapa de isoyetas (figura 3.15) determinar la precipitación de diseño para cien años periodo de retorno.
- Construir el hietograma de diseño, aplicando el método de los bloques alternos, esto es, multiplicar la precipitación de diseño del paso anterior por los factores de la tabla 3.23, que consideran un factor de reducción por duración (FRD) de $k = 0.35$.
- Aplicar a este hietograma el coeficiente escurrimiento de diseño propuesto de $C_{e100} = 0.75$.
- Convolucionar este hietograma con el hidrograma unitario geomorfológico, y de ser necesario, llevarlo a la escala temporal requerida tomando promedios de las ordenadas de escurrimiento.

CONCLUSIONES

El análisis de frecuencia de eventos extremos aplicado a los registros de escurrimiento y lluvias máximas ratifica que la región de la Costa de Chiapas constituye una misma región hidrológica. Dichos máximos se ajustan a una función de tipo doble Gumbel, como ha quedado verificado tras los ajustes individuales en los que la gran mayoría de los registros presentó el menor error estándar por este ajuste, y a través del ajuste regional en el que nuevamente el error obtenido con la función doble Gumbel fue el menor.

Los valores del estadístico del coeficiente de variación (0.40 a 0.79 para escurrimientos y 0.28 a 0.52 para precipitaciones), señalan en primer lugar, que toda la región cuenta con registros pertenecientes a un mismo patrón hidrológico, y en segundo lugar, que los registros hacen parte de dos poblaciones, debido a los valores tan altos de este estadístico, lo que se explica por la ocurrencia de eventos ciclónicos en esta región.

Para este estudio se emplearon exclusivamente funciones de distribución de probabilidad univariadas, puesto que en el estudio de González (2005), en el que fueron aplicadas diversas funciones bivariadas quedó demostrado que la función que presenta un mejor ajuste es la función univariada Gumbel mixta (doble Gumbel).

Se debe destacar la importancia de representar los ajustes de las funciones de distribución de manera gráfica, ya que aunque una función presente mejor ajuste frente a otra, según un criterio matemático de bondad de ajuste como el error estándar, es factible que no sea representativo del comportamiento natural de la variable que se modela. Por este motivo, debe tratar de modificarse los parámetros de la distribución, o adoptarse otra función de distribución que aunque no presente el mejor ajuste, represente mejor el comportamiento natural esperado de la variable.

Al comparar el método de máxima verosimilitud empleando algoritmos genéticos (AG) y el método de momentos para la estimación de los parámetros de la función doble Gumbel, se concluye que aunque un método de estimación de parámetros puede considerarse como mejor desde un determinado criterio de bondad de ajuste como lo es el error estándar, puede resultar menos apropiado desde otro criterio, como en este caso sucede con el criterio de máxima verosimilitud, donde el método de momentos presenta errores estándar menores que los del método de verosimilitud, pero a la vez muestran un menor valor de la función de verosimilitud.

Al observar los gráficos de los ajustes de la función doble Gumbel por el método de momentos y máxima verosimilitud, se aprecia que el ajuste por el método de máxima verosimilitud, se desplaza más hacia la derecha, es decir que los gastos registrados corresponderían a un periodo de retorno mayor que al asignado por la ley de probabilidades empírica de Weibull. Puesto que esta fue la utilizada, por ser la de mayor aceptación, se adoptó el ajuste obtenido por el método de momentos, puesto que hay mejor correspondencia entre los periodos de retorno del ajuste por momentos y los de la ley de Weibull para los valores registrados. Sin embargo, debe considerarse que de haberse empleado otra ley empírica de asignación de periodos de retorno, es posible que se hubiera presentado un mejor ajuste con el método de máxima verosimilitud.

Algunas consideraciones importantes que se hicieron al momento de trabajar con los algoritmos genéticos tienen que ver con el intervalo de valores posibles que puede tomar el parámetro p (probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica) en el proceso de aplicación del algoritmo. En general los eventos máximos no debidos a condiciones ciclónicas forman más del 70% de la muestra, siendo en muchos casos casi el total de la muestra (esto varía en función de la longitud del registro); como además la segunda población, correspondiente a los eventos extraordinarios, debería estar conformada por no menos de tres valores del registro para que sea posible establecer un ajuste, se adoptó un límite inferior para esta variable de $p=0.5$ y un límite superior de $p= 1-3/n$, de modo que la segunda población este conformada al menos por 3 registros que permitan calcular sus estadísticos.

Al comparar los resultados obtenidos a nivel individual con el regional sin considerar el evento de 2005, lo primero que destaca es un aumento notorio en la estimación de eventos para periodos de retorno por encima de los 50 años en algunas estaciones. Esta situación se presenta debido a que en dichas estaciones el mejor ajuste individual fue la función de distribución Gumbel, por lo que el ajuste regional por medio de la función doble Gumbel tiene un crecimiento mayor, y aunque en estos casos particulares el mejor ajuste individual resultó ser de tipo Gumbel, no debe desecharse el análisis regional, pues como su nombre lo indica, refleja el comportamiento de

toda una región y aporta mayor información sobre la ocurrencia de eventos ciclónicos que el ajuste individual, por lo que en esos sitios en particular, la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, así estos no hayan sido registrados hasta ahora, es alta.

Si se comparan los ajustes regional e individual considerando el evento de 2005, se encuentra que para algunas estaciones el ajuste individual es mayor que el regional debido al valor tan grande de 2005, que ocasionó que los ajustes se levantaran drásticamente, tratando de ajustarse a este valor, lo que ocasionaría sobre estimaciones de los eventos. Pero para la mayoría de las estaciones el ajuste regional presenta eventos de diseño mayores que los individuales.

Los ajustes individuales son fuertemente condicionados por los eventos extraordinarios existentes en sus registros, por lo que llevan una gran incertidumbre asociada, debido a que los registros de este tipo tan solo están presentes una vez para muchas de las estaciones, y el ajuste está condicionado por un solo evento, sin considerar la ocurrencia de eventos por encima o por debajo, que por el carácter aleatorio de la variable que se modela, ocurrieron antes del periodo de registro o se espera que ocurran. Por este motivo, se genera una alta dispersión en los eventos de diseño, cuando lo que se espera es que las precipitaciones sean similares en magnitud de una estación a otra, puesto que se ha demostrado que toda la región pertenece al mismo patrón de precipitación.

Los factores de ajuste para la estimación de la precipitación máxima diaria obedecen a condiciones particulares, que varían de una región a otra. Por otra parte, los estudios que definen que el valor de este factor es de 1.14 consideran que la precipitación se distribuye más o menos uniformemente en el intervalo de estudio, lo que en la mayoría de los casos no es cierto, ya que en general la lluvia se presenta de manera concentrada en un intervalo corto de duración y de manera recurrente en un horario similar, por lo que en rigor debería de determinarse su valor para cada región.

Los hidrogramas unitarios estimados para las cuencas Coatán y Huixtla muestran que la respuesta de las cuencas de esta región costera se presenta en una escala temporal horaria, dada su magnitud y fisiografía; por lo que la caracterización de parámetros de infiltración debe realizarse a esta escala temporal, pues en caso contrario se omitirían la variación temporal de la intensidad de precipitación y la manera de respuesta de la cuenca.

La validación del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico para las cuencas Coatán y Huixtla consistió en reproducir el evento de algunas tormentas particulares y el evento de diseño esperado para cien años de periodo de retorno. Los resultados de este proceso fueron satisfactorios, los gastos obtenidos tras aplicar el HUIG resultaron ser del mismo orden de magnitud que los medidos para las tormentas particulares y que los eventos de diseño, por lo que se recomienda su aplicación en cuencas no aforadas que hagan parte de la misma región hidrológica.

Para una aplicación confiable del modelo geomorfológico es recomendable que el orden de la cuenca sea mayor que tres, con el fin de reducir la incertidumbre asociada a la estimación de los parámetros del modelo, sin embargo el paso de una cuenca de un orden 5 a uno superior no representa mayor confiabilidad, pues los valores de los parámetros son en teoría constantes sin importar el orden.

En la actualidad, gracias al avance tecnológico y la masificación de los medios informáticos, el empleo de sistemas de información geográfico en la hidrología, más que una alternativa es una necesidad, ya que el desarrollo de algunos modelos, como es el hidrograma geomorfológico requieren la determinación de un número considerable de parámetros fisiográficos, que de no contar con esta herramienta, demandaría demasiado tiempo y grandes esfuerzos. Por otra parte sin el apoyo de estas herramientas sería impracticable acometer estudios de modelos hidrológicos distribuidos.

El análisis de los distintos aspectos hidrológicos que se presentan en una cuenca, como son la precipitación, el escurrimiento y la relación entre ambos, brindan una visión integral de los procesos hidrológicos que tiene lugar en la cuenca y ofrece diversas alternativas para abordar un determinado problema.

BIBLIOGRAFÍA

Domínguez M. R. (2006) “Estudio Para Definir las Obras de Control Contra Inundaciones en las Cuencas Altas de los Ríos del Estado de Chiapas”, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Domínguez M. R. (2006) “Estudio Regional de las precipitaciones y Escurrimientos Asociados a Distintos Periodos de Retorno en las Cuencas de Tres Ríos de la sierra de Chiapas”, Informe Para la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Chow V. T. (1994) “Hidrología Aplicada”, Mc.Graw-Hill.

Springal G. R.(1970) “Hidrología Primera Parte”, Instituto de Ingeniería, UNAM.

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

Escalante C. A. y Reyes L. (2005) “Técnicas Estadísticas en Hidrología”, UNAM.

González E. (2005) “Análisis Hidrológico de la Costa de Chiapas”, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Irán V. B. (2005) “Regionalización de los Gastos Máximos en el Pacífico Sur de la República Mexicana, Región Hidrológica 23 (Costa de Chiapas)”, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Eslava H. (1997) “Programación y Aplicación del Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico”, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

González V. (1970) "Contribución al Análisis de Frecuencias de Valores Extremos de los Gastos Máximos en un Río", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Fuentes M. O. Domínguez M. R. Fuentes M. G. Arganis J. M. y Rodríguez V. K. (2006) "Estimación de los Parámetros de Funciones de Distribución Empleadas en Hidrología Usando Ecuaciones de Máxima Verosimilitud y Algoritmos Genéticos", XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ciudad Guayana, Venezuela.

Kite W. G. (1977) "Frequency and Risk Analyses in Hydrology", Water Resources Publications.

Domínguez M. R. Bouvier C. Neppel L. y Niel H. (2005) "Approche Régionale pour l'Estimation des Distributions Ponctuelles des Pluies Journalières Dans le Languedoc-Roussillon (France)", Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques, 50(1) février 2005, Montpellier.

Weiss L. L. (1964) "Ratio of traee Fixed-Interval Maximum Rainfall", Journal of the Hydraulics Division, ASCE 90, pp 77-82

Campos A. D. y Gómez R. (1990) "Procedimiento Para Obtener Curvas IDT a Partir de Registros Pluviométricos", Ingeniería Hidráulica en México, pp 39-52.

Bell F. C. (1969) "Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 95, No. HY1, January 1969, pp 311-327, ASCE.

Chen-Lung C. (1983) "Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No. 12, December 1983, pp. 1603-1621, ASCE.

Mendoza M. (2001) "Factores de Regionalización de Lluvias Máximas en la República Mexicana", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Domínguez M. R. y Franco D. C. (2002) "Análisis Regional Para la Obtención de Precipitaciones de Diseño Asociadas a Duraciones Menores que 2 h", XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, Cuba.

HEC (1982), Hydrologic Engineering Center: HEC-1 Training document No.15, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California, USA. (Citado por Nurunnisa Usul and Musa Yilmaz, sin referencia).

Vélez J. (2001). "Desarrollo de un Modelo Hidrológico Conceptual y Distribuido Orientado a la Simulación de Crecidas", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, 266pp.

Domínguez M. R. y Jiménez E. M. (1992) "Determinación de Coeficientes de Escurrimiento a Partir de las Características de las Cuencas", CENAPRED.

Rodríguez-Iturbe, I. y Valdez J. B. (1979) "The Geomorphologic Structure of the Hydrologic Response", Water Resources Research, Vol. 15, No. 6, pp 149-1520.

HEC (2000) "Geospatial Hydrologic Modeling Extension HEC-GeoHMS", U.S. Army Corps of Engineers, User's Manual.